

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Paulo Henrique Ferreira de Almeida**

**Estudo Numérico de um Dispositivo de Transferência de Cargas em  
Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**

**Belo Horizonte**

**2012**

**Paulo Henrique Ferreira de Almeida**

**Estudo Numérico de um Dispositivo de Transferência de Cargas em  
Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para a obtenção do grau de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas

Co-orientador: Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury

**Belo Horizonte**

**2012**

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

ESCOLA DE ENGENHARIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Estudo Numérico de um Dispositivo de Transferência de Cargas em  
Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto**

**Paulo Henrique Ferreira de Almeida**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial para a obtenção do grau de “Mestre em Engenharia de Estruturas”.

Comissão avaliadora:

---

Prof. Dr. Rodrigo Barreto Caldas  
DEES-UFMG – (Orientador)

---

Prof. Dr. Ricardo Hallal Fakury  
DEES-UFMG – (Co-orientador)

---

Prof. Dr. Gilson Queiroz  
DEES-UFMG

---

Prof. Dr. Arlene Maria Sarmanho Freitas  
PROPEC-UFOP

**Belo Horizonte, 09 de maio de 2012**

# DEDICATÓRIA

*À minha grande paixão Vanilda e Paulo Machado (in memoriam).*

*À Martha, Pauliana, Luciana e Ana Clara.*

*À Marina pelo amor e carinho.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a DEUS, pela vida de cada dia e força para seguir em frente nos momentos difíceis.

À minha mãe Vanilda, minhas irmãs Martha, Pauliana e Luciana, e minha afilhada Ana Clara, que são a razão do meu existir.

À meu pai que mesmo não estando mais presente entre nós, sentia sua força segurando minhas mãos nos momentos difíceis.

Ao meu orientador Prof. Rodrigo Barreto Caldas e ao co-orientador Prof. Ricardo Hallal Fakury, pela paciência, confiança, compreensão, amizade e, principalmente, pelas contribuições para o início do meu aprendizado acadêmico.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da UFMG, pela contribuição para minha formação acadêmica.

À CAPES (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior), pelo apoio financeiro.

À Marina, pelo amor, companheirismo, incentivo, compreensão, dedicação e paciência.

Aos meus sogros Geraldo e Marta e cunhados Aline, Samuel, Natália e Fernando pelos momentos vividos ao longo desta caminhada.

Aos colegas de mestrado e todos aqueles que estiveram por perto pela sua amizade e incentivo, em especial ao Alexandre, Adimar, Anderson, Anelise, Eduardo, Fernandão, Rodrigo Vitor, Felipinho, Pedro Fereguetti, Philipe Alves. Agradeço-os pelos momentos maravilhosos vividos em Belo Horizonte.

# SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	viii
LISTA DE TABELAS .....	xii
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xiii
RESUMO .....	xvi
ABSTRACT .....	xvii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Generalidades sobre os dispositivos de transferência de carga .....	2
1.3 Situação dos dispositivos de transferência de carga no Brasil.....	4
1.4 Objetivos .....	5
1.5 Metodologia .....	5
1.6 Justificativa .....	6
1.7 Sinopse da dissertação .....	7
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	8
2.1 Conectores de Cisalhamento.....	8
2.2 Ensaio push-out.....	23
2.3 Classificação dos conectores.....	27
2.3.1 Rigidez dos conectores .....	32
2.4 Transferência de carga .....	46
2.5 Trabalhos sobre confinamento do concreto .....	61
3 MODELO NUMÉRICO.....	66
3.1 Generalidades.....	66
3.2 Propriedades dos materiais e elemento finito utilizado .....	67
3.3 Validação do modelo numérico .....	72
3.4 Análise dos resultados .....	76
4 RESULTADOS E ANÁLISE.....	80
4.1 Generalidades.....	80
4.2 Modelos analisados.....	80
4.3 Discussão dos resultados em geral.....	83
4.3 Parâmetros para classificação dos conectores de cisalhamento.....	100
5 CONCLUSÃO.....	109

5.1 Generalidades.....	109
5.2 Considerações e conclusões finais.....	110
5.3 Sugestões para trabalhos futuros.....	113
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	115
ANEXO A .....	125
ANEXO B .....	131

# LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Viga mista: (a) esquema dos esforços de compressão no concreto, $C_{cd}$ , e tração no perfil de aço, $T_{ad}$ ; (b) perspectiva mostrando perfil de aço, laje mista de concreto com forma de aço incorporada e conector de cisalhamento tipo pino com cabeça ( <i>stud bolt</i> ).....	1
Figura 1.2. Seções tubulares de aço preenchidas com concreto: (a) perfil tubular retangular; (b) perfil tubular circular. ....	3
Figura 1.3. Dispositivos de transferência de carga em pilares mistos preenchidos (EN 1994-1-1:2004): (a) conectores pino com cabeça ( <i>stud bolt</i> ); (b) chapas. ....	3
Figura 1.4. Anel para transferência de carga entre os componentes de aço e de concreto de um pilar misto preenchido (Jacobs e Hajjar, 2010). ....	4
Figura 1.5. Dispositivos de transferência de carga (PN 02 125.03-004): (a) dispositivo 1, com parafusos; (b) dispositivo 2, pino com cabeça.....	5
Figura 2.6. Conector espiral, Viest (1960). ....	9
Figura 2.7. Conectores rígidos, Chapman (1964).....	9
Figura 2.8. Conector pino com cabeça e conector em perfil U laminado (Fakury <i>et al.</i> , 2011).....	10
Figura 2.9. Transferência de forças de cisalhamento longitudinal (Chaves 2009).....	12
Figura 2.10. Mecanismo de distribuição de forças de cisalhamento em conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça em uma viga mista (Ranković <i>et al.</i> , 2002).....	13
Figura 2.11. Modelo de falha para o pino com cabeça (Ranković <i>et al.</i> , 2002).....	14
Figura 2.12. Conector Perfobond: (a) contínuo; (b) descontínuo (Veríssimo, 2007b)...	14
Figura 2.13. Conectores de cisalhamento: (a) pino com cabeça ( <i>stud</i> ), (b) perfobond contínuo, (c) ondulado, (d) senoidal, (e) T, (Galjaard <i>et al.</i> , 2001).....	15
Figura 2.14. Conector em perfil U (Oliveira, 2007).....	16
Figura 2.15. Conectores H-XVB (Hilti, 2005). ....	17
Figura 2.16. Conector Crestbond: (a) contínuo com armaduras transversais; (b) descontínuo (Veríssimo, 2007b).....	18
Figura 2.17. Detalhe do conector após o colapso e o efeito de pino no concreto: a) no Perfobond (Oguejiofor e Hosain, 1994); b) no Crestbond (Veríssimo, 2007). ....	19
Figura 2.18. Efeito pinos virtuais no concreto (Veríssimo, 2007). ....	19
Figura 2.19. Condições de ruptura do concreto dependendo da espessura da chapa do conector (Silva 2011 adaptado de Ushijima <i>et al.</i> , 2001).....	20
Figura 2.20. Distribuição da força no concreto (Kraus e Wurzer, 1997). ....	20
Figura 2.21. Conector com rebite com rosca interna e parafuso sextavado (Oliveira, 2001).....	23
Figura 2.22. Ensaio <i>push-out</i> (EN 1994-1-1:2004): (a) características do ensaio com conector <i>stud</i> ; (b) determinação da capacidade de deslizamento $\delta_u$ .....	24
Figura 2.23. Pontos de medida dos deslocamentos longitudinais relativos e da separação entre o perfil e a laje (Veríssimo, 2007). ....	25



Figura 2.24. Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil; (e) simulação usada em elementos finitos; (f) comportamento típico dos <i>studs</i> (Bärtschi, 2005). .....	31
Figura 2.25. Conectores de cisalhamento rígidos com alças (Ranković <i>et al.</i> , 2002). ....	31
Figura 2.26. Classificação dos conectores pela relação força <i>versus</i> deslizamento (Ranković <i>et al.</i> 2002). .....	32
Figura 2.27. Curva força <i>versus</i> deslizamento com Perfobond (Oguejiofor <i>et al.</i> , 1994). .....	33
Figura 2.28. Curva força <i>versus</i> deslizamento com Crestbond (Veríssimo <i>et al.</i> , 2006). .....	34
Figura 2.29. Curva força <i>versus</i> deslizamento conector U (Pashan, 2006). ....	34
Figura 2.30. Curva força <i>versus</i> deslizamento conector U (Pashan, 2006). ....	35
Figura 2.31. Curva força <i>versus</i> deslizamento conector U (Pashan, 2006). ....	35
Figura 2.32. Curva força <i>versus</i> deslizamento conector U (Pashan, 2006). ....	36
Figura 2.33. Curva força <i>versus</i> deslizamento para vários <i>studs</i> em concreto com $f_{ck} = 25\text{MPa}$ (Lam <i>et al.</i> , 2005). ....	37
Figura 2.34. Curva força <i>versus</i> deslizamento para vários <i>studs</i> em concreto com $f_{ck} = 30\text{MPa}$ (Lam <i>et al.</i> , 2005). ....	37
Figura 2.35. Curva força <i>versus</i> deslizamento para vários <i>studs</i> em concreto com $f_{ck} = 35\text{MPa}$ (Lam <i>et al.</i> , 2005). ....	38
Figura 2.36. Curva força <i>versus</i> deslizamento para vários <i>studs</i> em concreto com $f_{ck} = 40\text{MPa}$ (Lam <i>et al.</i> , 2005). ....	38
Figura 2.37. Curva força <i>versus</i> deslizamento de testes com uma camada de armadura transversal em concreto normal (NSC) e concreto de alta resistência (HSC) (An e Cederwall, 1996). .....	39
Figura 2.38. Curva força <i>versus</i> deslizamento de testes com duas camada de armadura transversal em concreto normal (NSC) e concreto de alta resistência (HSC) (An e Cederwall, 1996). .....	39
Figura 2.39. Curva força <i>versus</i> deslizamento, (a) 25 mm – série A; (b) 25 mm – série B; (c) 27 mm – série A; (d) 27 mm – série C; (e) 30 mm – série A; (f) 30 mm – série C (Shim <i>et al.</i> , 2004). .....	41
Figura 2.40. Tipos de carregamento realizados por Starossek <i>et al.</i> (2008): (a) no concreto; (b) no aço; (c) concreto e aço. ....	47
Figura 2.41. Elementos sólidos: (a) assimétrico 4 nós; (b) elemento sólido tridimensional de 8 nós. ....	48
Figura 2.42. Malha elementos finitos (Satarossek <i>et al.</i> , 2008): (a) modelo bidimensional, (b) modelo tridimensional. ....	49
Figura 2.43. Forças de atrito adicionais devida a conectores pino com cabeça ( ABNT NBR 8800:2008). .....	50
Figura 2.44. Diferentes situações de introdução de cargas no topo do pilar: (a) simultaneamente no aço e no concreto; (b) no concreto; (c) no aço (Chaves, 2001). ....	52
Figura 2.45. Emenda de pilares para uma seção metálica parcialmente envolvida com concreto (Chaves, 2001). .....	52

Figura 2.46. Detalhes da região de introdução de carga, para perfis tubulares preenchidos por concreto (Chaves, 2001). .....	53
Figura 2.47. Exemplos de introdução de forças em pilares envolvidos: (a) com ligação no aço; (b) com ligação no concreto; (b) simultaneamente no aço e concreto (Jacobs e Hajjar, 2010). .....	53
Figura 2.48. Comprimento de introdução de carga e região de transferência de carga..	55
Figura 2.49. Seções tubulares preenchidas parcialmente carregadas. ....	56
Figura 2.50. Modelos analisados por Schneider e Alostaz (1996): (a) Ligação simples; (b) Diafragma com chapas; (c) Barras de aço soldadas e ancoradas no concreto; (d) Pino com cabeça; (e) Pino com cabeça e chapa; (f) Seção transversal contínua através do pilar. ....	57
Figura 2.51. Conexões propostas por Ahn <i>et al.</i> , (2011). ....	58
Figura 2.52. Conector de cisalhamento (Chin <i>et al.</i> , 2008): (a) Sistema estrutural, (b) Conector perfobond com crista. ....	59
Figura 2.53. Viga tubular (Chin <i>et al.</i> , 2008): (a) Conectores e ligação parafusada; (b) Disposição do conector entre as armaduras da laje. ....	59
Figura 2.54. Ensaio <i>push-out</i> com conectores de cisalhamento localizados na posição favorável (Qureshi <i>et al.</i> 2011). ....	61
Figura 2.55. Efeitos da seção transversal em pilares mistos preenchidos (Oliveira e El Debs 2009). ....	63
Figura 2.56. Relação tensão <i>versus</i> deformação para o concreto confinado (EN1992-1-1:2004). ....	64
Figura 3.57. Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do concreto ( $f_{ck} = 35$ MPa) submetido à compressão. ....	68
Figura 3.58. Estudo do confinamento do concreto ( $f_{ck} = 40$ MPa) submetido à compressão variando $\sigma_2$ . ....	69
Figura 3.59. Concreto com $f_{ck} = 40$ MPa, submetido a tração. ....	70
Figura 3.60. Elemento C3D8. (Simulia Corp., 2010). ....	70
Figura 3.61. Diagrama tensão <i>versus</i> deformação do aço. ....	71
Figura 3.62. Diagrama tensão <i>versus</i> deformação para o aço do parafuso. ....	72
Figura 3.63. (a) Carga aplicada somente no aço, modelo “Sc”, e (b) modelo “SP” com carga aplicada somente no concreto (Starossek <i>et al.</i> , 2008a). ....	73
Figura 3.64. Condições de contorno do modelo C1-UD-2B-Sc. ....	74
Figura 3.65. Refinamento da malha na região dos parafusos. ....	76
Figura 3.66. Resultados de Starossek (2008a) e do presente Trabalho. Modelo C1-UD-4B-Sc. ....	77
Figura 3.67. Resultados de Starossek (2008a) e do presente Trabalho. Modelo C1-UD-2B-Sc. ....	77
Figura 3.68. Resultados de Starossek (2008a) e do presente Trabalho. Modelo C1-SP2. ....	77
Figura 4.69. Geometria típica dos modelos analisados. ....	81
Figura 4.70. Gráfico com os máximos, mínimo e médias das relação entre os resultados analíticos e numéricos para diferentes tensões resistente para o concreto. ....	92

Figura 4.71. Gráfico mostrando a variação da capacidade resistente com o número de parafusos.....	95
Figura 4.72. Gráfico mostrando a variação da capacidade resistente com o diâmetro de parafusos.....	96
Figura 4.73. Gráfico mostrando a variação da capacidade resistente com a resistência à compressão do concreto.....	96
Figura 4.74. Curvas força <i>versus</i> deslocamento para modelo 219x8,2 mm e concreto com $f_{ck}$ igual a 30MPa: (a) 4 parafusos de 12,7 mm de diâmetro; (b) 8 parafusos de 12,7 mm de diâmetro; (c) 4 parafusos de 19 mm de diâmetro; (d) 8 parafusos de 19 mm de diâmetro; (e) 4 parafusos de 25,4 mm de diâmetro; (f) 8 parafusos de 25,4 mm de diâmetro.....	97
Figura 4.75. Tensões de von Misses para o modelo limitadas a 485 MPa (resistência à ruptura do perfil tubular de aço).....	98
Figura 4.76. Tensões de von Misses limitadas a 825 MPa (resistência à ruptura do parafuso).....	99
Figura 4.77. Tensões longitudinais limitadas a 30 MPa (resistência do concreto).....	99
Figura 4.78. Situação deformada do modelo.....	100

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1. Visão geral entre os tipos de conectores de cisalhamento mais usuais.....	44
Tabela 3-2. Resultados da carga última.....	76
Tabela 3-3. Força atuante e capacidade resistente do tubo de aço e do núcleo de concreto .....	78
Tabela 3-4. Força atuante e capacidade resistente dos conectores .....	79
Tabela 4-5. Série de modelos analisados.....	82
Tabela 4-6. Comparação das forças máximas atuantes com a capacidade resistente do tubo e do núcleo de concreto (kN).....	84
Tabela 4-7. Comparação dos resultados para as forças atuantes nos conectores com $\sigma_{c,Rn} = f_{ck}$ .....	87
Tabela 4-8. Comparação dos resultados para as forças atuantes nos conectores com $\sigma_{c,Rn} = 1,43f_{ck}$ .....	88
Tabela 4-9. Comparação dos resultados para as forças atuantes nos conectores com $\sigma_{c,Rn} = 1,7f_{ck}$ .....	89
Tabela 4-10. Comparação dos resultados para as forças atuantes nos conectores com $\sigma_{c,Rn} = 2,0f_{ck}$ .....	91
Tabela 4-11. Parâmetros dos parafusos de alta resistência atuando como conectores de cisalhamento. ....	102
Tabela 4-12. Parâmetros dos parafusos de alta resistência atuando como conectores de cisalhamento. ....	106

# LISTA DE SÍMBOLOS

## MAIÚSCULO

$A$  – área;

$A_1$  – área de apoio;

$A_2$  – área carregada;

$A_{cc}$  – área de cisalhamento do concreto por conector;

$A_{cs}$  – área da seção transversal do conector;

$A_{sc}$  – área da seção transversal;

$A_{tr}$  – área total da armadura transversal;

$C_{cd}$  – esforços de compressão no concreto;

$D$  – diâmetro de referência (do círculo inscrito no dente trapezoidal) em mm;

$E$  – módulo de elasticidade;

$E_c$  – módulo de elasticidade secante do concreto;

$F_{sh}$  – força de cisalhamento;

$F_{v,Rd}$  – capacidade resistente de cálculo do parafuso;

$K_{si}$  – rigidez inicial do *stud*;

$M_{sh}$  – momento no conector;

$P$  – força de cisalhamento;

$P_B$  – força transferida para o corpo do conector;

$P_{max}$  – força máxima da ligação de cisalhamento (N);

$P_R$  – força de atrito na superfície superior da mesa da viga de aço;

$P_{Rd}$  – resistência de cálculo;

$P_{Rk}$  – resistência característica;

$P_W$  – força introduzida com um pequeno ângulo na solda que liga o conector à mesa da viga de aço;

$Q_{Rd}$  – força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça;

$R_g$  – coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

$R_p$  – coeficiente para consideração da posição do conector;

$S_i$  – rigidez secante inicial;

$S_{i(0,6P_{Rk})}$  – rigidez secante inicial medidos à 60% da resistência característica;

$T_{ad}$  – tração no perfil de aço;

$V_{Rd}$  – força resistente de cálculo de cada parafuso;

## MINÚSCULO

$d$  – diâmetro do fuste do *stud*;

$d_b$  – diâmetro dos parafusos;

$d_e$  – diâmetro efetivo do parafuso;

$d_n$  – diâmetro nominal do parafuso;

$d_{sh}$  – diâmetro dos *studs* (mm);

$f_c$  – resistência à compressão do concreto em MPa;

$f_{cm}$  – resistência à compressão média do concreto;

$f_u$  – mínima resistência à ruptura especificada para o aço do conector;

$f_y$  – resistência ao escoamento do aço;

$f_{ck}$  – resistência à compressão do concreto;

$f_{ucs}$  – resistência à ruptura do aço do conector;

$f_{ub}$  – resistência à ruptura dos parafusos;

$f_{ut}$  – resistência ruptura atual do conector obtida em ensaio;

$h_{sc}$  – altura total nominal do *stud* em mm;

$l_b$  – comprimento dos parafusos;

$n$  – número de espaços entre os dentes do conector;

$t$  – espessura;

$t_c$  – espessura total da laje em mm;  
 $t_{PL}$  – espessura da pré-laje em mm;  
 $t_{sc}$  – espessura da chapa do conector em mm;  
 $z$  – excentricidade;

## OUTROS

$\delta_{ult}$  – capacidade de deslizamento última;  
 $\delta_u$  – capacidade de deslizamento;  
 $\delta_{uk}$  – capacidade deslizamento característica;  
 $\delta_i$  – deslizamento inicial;  
 $\delta_{i(0,6P_{Rk})}$  – deslizamento inicial medido a 60% da resistência característica;  
 $\gamma_n$  – coeficiente de comportamento do concreto;  
 $\gamma_c$  – coeficiente de ponderação da resistência do concreto;  
 $\gamma_{cs}$  – coeficiente de ponderação da resistência do conector;  
 $\gamma_{a2}$  – coeficiente de ponderação da resistência ou das ações;  
 $\gamma_V$  – fator de segurança para as conexões de cisalhamento;  
 $\sigma_{c,Rn}$  – tensões de compressão resistente nominal do concreto;  
 $\mu$  – coeficiente médio de atrito;  
 $\gamma_c$  – massa específica do concreto;  
 $\eta_{cL}$  – é igual a 4,9 e 3,5, respectivamente, para seções tubulares circulares e retangulares;  
 $\sigma_2 = \sigma_3$  – são as tensões efetivas de compressão lateral no estado-limite último devido ao confinamento;  
 $\varepsilon_{c2}$  e  $\varepsilon_{cu2}$  – valores obtidos da Tabela 3.1 da EN 1992-1-1:2004;

## RESUMO

No Brasil, encontra-se em fase final de desenvolvimento um texto-base de norma para o projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto com perfis tubulares, circulares e retangulares (PN 02 125.03-004).

O presente trabalho tem como objetivo principal realizar um estudo numérico do dispositivo, apresentado pela PN 02 125.03-004, que utiliza parafusos de alta resistência, como elementos de transferência de carga em pilares mistos tubulares de aço e concreto, verificando a interação entre o tubo de aço e o núcleo de concreto sob uma carga aplicada diretamente no aço.

Para a realização deste estudo, foi desenvolvido um modelo numérico para análise não linear geométrica e de material via Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa comercial de elementos finitos ABAQUS.

Para o desenvolvimento do modelo numérico, as propriedades do aço e do concreto foram consideradas na análise. Foram utilizados elementos sólidos para as partes de aço e concreto, e também considerado o contato entre as partes.

Um estudo paramétrico foi realizado com o objetivo verificar e validar o modelo analítico apresentado pelo projeto de norma de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto com perfis tubulares, PN 02 125.03-004.

Os resultados numéricos foram comparados com as capacidades resistentes analíticas obtidas conforme a PN 02 125.03-004, que se mostraram conservadoras. Observou-se também que a rigidez dos parafusos atuando como conectores são inferiores a rigidez de conectores usuais como os pinos com cabeça. Dessa forma, apresenta-se um fator de multiplicação do número de conectores com o objetivo de manter a rigidez dos conectores usuais.

**Palavras-chave:** Transferência de carga, Pilares mistos preenchidos, Seção tubular, Análise numérica.



# ABSTRACT

In Brazil, Standard Draft for design of steel and composite structures of steel and concrete with tubular, circular and rectangular profiles (PN 02 125.03-004) is on its final stages of development.

This work aims at providing a numerical study of the device, which uses high strength bolts, as elements of load transfer in composite columns of tubular steel and concrete, verifying the interaction between the steel tube and concrete core under a load applied directly on steel.

For this study, was developed a numerical model for nonlinear geometric and material analysis using the Finite Element Method (FEM), with the commercial finite element program ABAQUS.

Material and geometric properties of steel and concrete in the analysis were considered. To develop the numerical model, solid finite elements for steel and concrete parts were used, and also the contact between the parties were considered.

A parametric study was conducted in order to verify an analytical model presented by Brazilian Draft Standard for design of tubular steel and composite structures, PN 02 125.03-004.

The numerical results were compared with the analytical strength capacity obtained by the PN 02 125.03-004, which proved conservative. It was also observed that the stiffness of the bolts acting as the connectors are lower than the stiffness of the usual connectors as stud bolts. This way, it presents a multiplication factor of the number of connectors in order to maintain the stiffness of the usual connectors.

**Key-words:** Load transfer, Composite columns, Tubular sections, Numerical analysis.

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações iniciais

Nos dias de hoje têm-se notado em várias partes do mundo, bem como no Brasil, uma grande demanda para a utilização de elementos estruturais mistos de aço e concreto, principalmente lajes, vigas e pilares, em virtude das diversas vantagens econômicas e construtivas que oferecem.

Isso se dá pelo fato dos elementos estruturais mistos possuírem uma série de vantagens em relação aos elementos puramente de aço e puramente de concreto. Para conseguir essas vantagens, os elementos mistos precisam ser projetados visando o melhor aproveitamento do desempenho de cada material, ou seja, procurando fazer com que o concreto trabalhe sob tensões de compressão, e o aço, de tração (Figura 1).

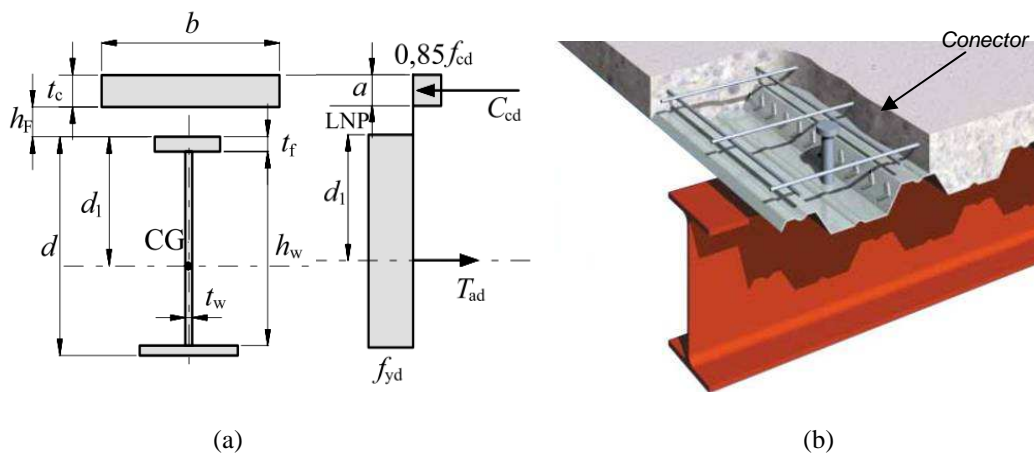


Figura 1.1. Viga mista: (a) esquema dos esforços de compressão no concreto,  $C_{cd}$ , e tração no perfil de aço,  $T_{ad}$ ; (b) perspectiva mostrando perfil de aço, laje mista de concreto com forma de aço incorporada e conector de cisalhamento tipo pino com cabeça (*stud bolt*).

O concreto possui boa resistência à compressão, mas sua resistência à tração é pequena. Por outro lado, o aço é um material com grande resistência à compressão e tração, porém, apresenta custos mais elevados em relação ao concreto. Dessa forma, na prática são utilizadas seções de aço mais esbeltas, em comparação aos elementos de concreto, o que leva a problemas de instabilidade quando atuam tensões de compressão.

Nas estruturas mistas, a seção de aço pode ser reduzida em relação a uma peça equivalente de aço apenas, já que o concreto resiste a uma parcela do carregamento atuante. Além disso, um elemento misto é, em geral, mais rígido do que um de aço de mesma dimensão externa e, conseqüentemente sofre menor deformação e vibração.

## **1.2 Generalidades sobre os dispositivos de transferência de carga**

O elemento estrutural misto formado por um perfil tubular preenchido com concreto (Figura 1.2) tem muitas vantagens quando comparado com os elementos puramente de aço ou concreto. Obtém-se o incremento das propriedades estruturais devido à interação entre o perfil tubular e o núcleo de concreto. O confinamento proporcionado pelo tubo melhora as propriedades do concreto devido ao estado multiaxial de tensões. Por outro lado, o núcleo de concreto previne a deformação do tubo em direção ao seu interior, aumentando sua capacidade resistente à flambagem local. Adicionalmente, os tubos eliminam a necessidade de fôrmas para concretagem, reduzindo custos e tempo de construção.

As cargas são transferidas entre os componentes (tubo de aço e núcleo de concreto) por resistência ao cisalhamento longitudinal na interface entre os mesmos (aderência e atrito) ou por meios mecânicos. Para seções tubulares preenchidas com concreto, a EN 1994-1-1:2004 e a ABNT NBR 8800:2008 especificam para a resistência ao cisalhamento valores de cálculo iguais a 0,4 e 0,55 MPa para as seções retangulares e circulares, respectivamente. Se a tensão de cisalhamento atuante excede os valores citados, as cargas devem ser transferidas por meios mecânicos como conectores de cisalhamento.

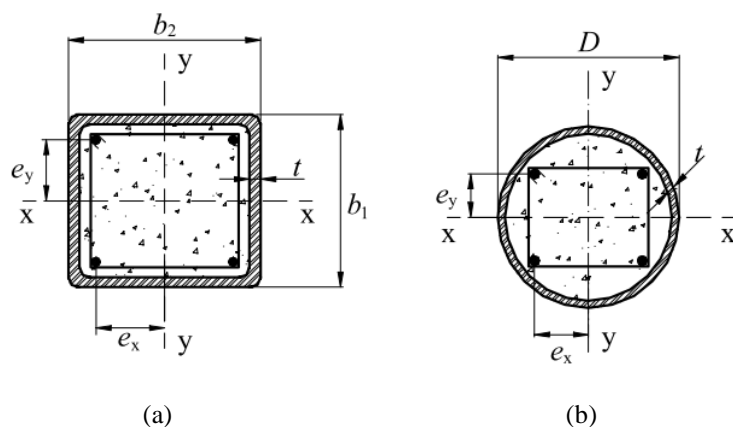


Figura 1.2. Seções tubulares de aço preenchidas com concreto: (a) perfil tubular retangular; (b) perfil tubular circular.

Para as seções tubulares preenchidas, as soluções mais usuais para transferência de carga por meios mecânicos definidas pela norma europeia EN 1994-1-1:2004, são mostradas na Figura 1.3.

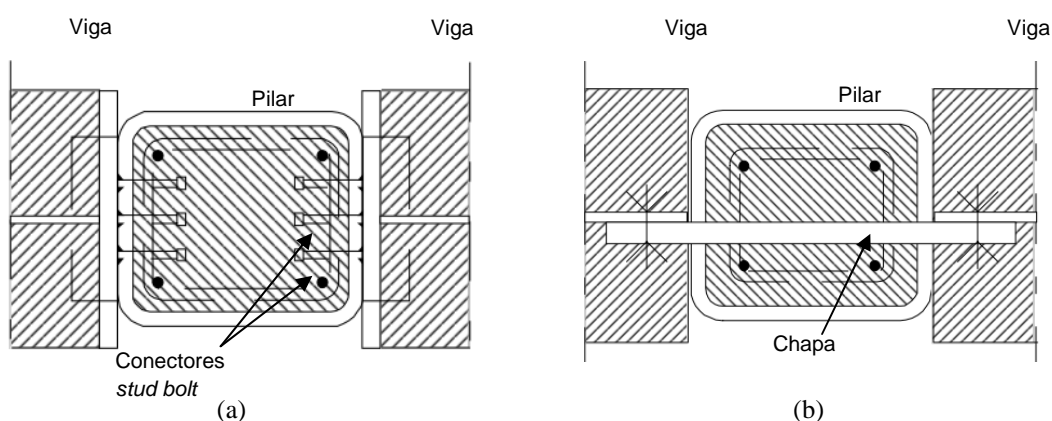


Figura 1.3. Dispositivos de transferência de carga em pilares mistos preenchidos (EN 1994-1-1:2004): (a) conectores pino com cabeça (*stud bolt*); (b) chapas.

Os dispositivos de transferência apresentados na Figura 1.3 apresentam algumas desvantagens construtivas, como a dificuldade de colocação dos conectores pino com cabeça na parte interna do perfil tubular mostrado na Figura 1.3a e a impossibilidade de utilizar mais do que uma chapa, por exemplo, em direções perpendiculares, como no caso representado na Figura 1.3b, além da necessidade de interrupção dos estribos na região de ligação. Outras soluções, como a apresentada na Figura 1.4, também apresentam inconvenientes, principalmente em relação à introdução de eventuais armaduras longitudinais.

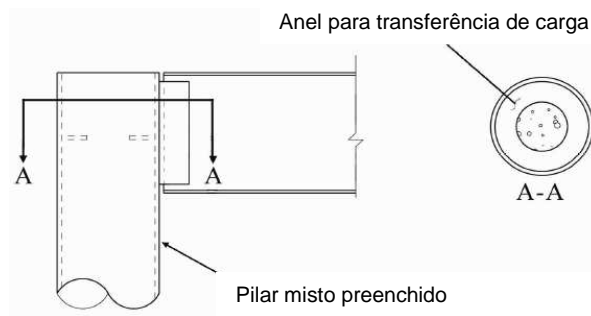


Figura 1.4. Anel para transferência de carga entre os componentes de aço e de concreto de um pilar misto preenchido (Jacobs e Hajjar, 2010).

### 1.3 Situação dos dispositivos de transferência de carga no Brasil

No Brasil, encontra-se em fase final de desenvolvimento um texto-base de norma para o projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto com perfis tubulares, circulares e retangulares (PN 02 125.03-004), no qual dois dispositivos de transferência de carga são apresentados (Figura 1.5).

No dispositivo tipo 1 (Figura 1.5a), são usados parafusos comuns ou de alta resistência, cujo dimensionamento tem por base a resistência ao cisalhamento do parafuso e o esmagamento do concreto, além de verificações quanto ao esmagamento e rasgamento do tubo, segundo a ABNT NBR 8800:2008. Esse dispositivo foi primeiramente proposto no Brasil em um pré-projeto desenvolvido no primeiro semestre de 2008 por engenheiros da Codeme Engenharia S.A., então engenheiro Rodrigo B. Caldas e consultor técnico Roberval J. Pimenta. O projeto final não adotou essa solução devido à falta de mais pesquisas que comprovassem o comportamento admitido nos modelos analíticos adotados. Porém, logo após o desenvolvimento desse pré-projeto, Starossek *et al.* (2008a, b) publica os primeiros trabalhos científicos com essa solução, demonstrando sua viabilidade e motivando o desenvolvimento de mais pesquisas.

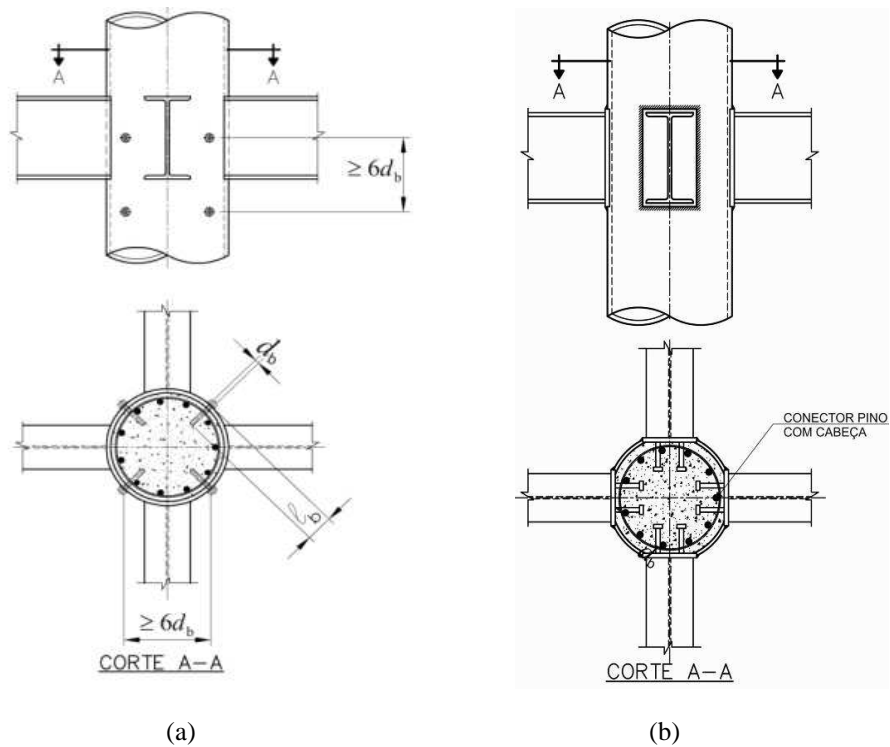


Figura 1.5. Dispositivos de transferência de carga (PN 02 125.03-004): (a) dispositivo 1, com parafusos; (b) dispositivo 2, pino com cabeça.

No dispositivo 2 (Figura 1.5b), bastante semelhante ao apresentado por normas internacionais, são realizadas aberturas nas paredes do tubo de aço, nas quais soldam-se chapas com conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.

## 1.4 Objetivos

Este trabalho tem como objetivo principal obter numericamente o comportamento força *versus* deslocamento dos parafusos de alta resistência como elementos de transferência de carga entre os componentes de aço e concreto, para cargas aplicadas diretamente no aço, simulando um ensaio de cisalhamento direto (*push-out*).

## 1.5 Metodologia

Para alcançar os objetivos descritos no item precedente a seguinte metodologia foi adotada:

- 1) revisão bibliográfica sobre pilares constituídos por seções tubulares de aço preenchidos com concreto, com foco nos conectores de cisalhamento e seu comportamento em estruturas mistas;
- 2) estudo dos conectores de cisalhamento e de fatores que influenciam o seu comportamento, bem como dos parâmetros que permitem sua classificação;
- 3) desenvolvimento de um modelo numérico para análise não linear geométrica e de material via Método dos Elementos Finitos (MEF) do dispositivo de transferência de carga, usando o programa ABAQUS (*Simulia Corp.*, 2010).
- 4) aferição do modelo numérico, confrontando com os resultados numéricos e experimentais obtidos por Starossek *et al.* (2008a,b) e Starossek e Falah (2009);
- 5) processamento de um conjunto de modelos representativo de configurações dos dispositivos, possíveis de serem utilizados na prática, para gerar um banco de dados, variando-se os seguintes parâmetros: resistência à compressão do concreto, quantidade e diâmetro dos parafusos, espessura e diâmetro dos tubos;
- 6) confrontação dos resultados numéricos com os resultados analíticos, obtidos a partir do modelo apresentado pela PN 02 125.03-004.

## **1.6 Justificativa**

A necessidade de desenvolvimento de dispositivos simples e eficazes para transferência de carga em pilares preenchidos com concreto tem um apelo cada vez maior no sentido de viabilizar uma maior utilização desses elementos construtivos, que apresentam inúmeras vantagens em relação aos pilares puramente de aço ou de concreto, como maior leveza e grande resistência à compressão. A utilização desses pilares na construção civil representa uma solução econômica viável e bem aceita no âmbito mundial.

Atualmente, no Brasil, a demanda do setor construtivo por elementos estruturais mistos é alta e tende a aumentar nos próximos anos, o que torna ainda mais incisiva a necessidade de desenvolvimento tecnológico desses elementos.

## **1.7 Sinopse da dissertação**

Neste primeiro capítulo apresenta-se a introdução sobre o histórico dos pilares mistos no Brasil e nas demais partes do mundo, bem como as diversas vantagens econômicas e construtivas que eles oferecem. Também são apresentados objetivos, metodologia e justificativa deste trabalho.

O segundo capítulo traz a revisão bibliográfica sobre conectores de cisalhamento, descrevendo os tipos, classificação e generalidades sobre transferência de carga e confinamento do concreto. Este capítulo também apresenta alguns tipos de ensaios, e trabalhos relativos ao tema.

No terceiro capítulo é apresentado o modelo numérico contendo a validação e a metodologia dos procedimentos a serem utilizados neste estudo.

O quarto capítulo apresenta uma discussão dos resultados e, por fim, o quinto capítulo apresenta as considerações finais e sugestões para estudos futuros.



# 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

## 2.1 Conectores de Cisalhamento

Os conectores são elementos ou dispositivos utilizados para transferência de esforços entre elementos estruturais. Muitas vezes, elementos de aço e concreto compõem uma única seção transversal, formando um elemento estrutural misto de aço e concreto, como, por exemplo, vigas mistas e pilares mistos. Nesses casos, a principal função dos conectores é transferir os esforços cisalhantes (cisalhamento longitudinal ou horizontal) que atuam na interface (superfície de contato) entre os componentes de aço e de concreto, por isso, são chamados de conectores de cisalhamento.

Os conectores também evitam a separação na direção normal às interfaces dos componentes. Em vigas mistas, essa separação leva ao fenômeno conhecido como *uplift*, no qual a laje de concreto se eleva em relação à viga de aço.

De acordo com a EN 1994-1-1:2004, elemento misto é um elemento estrutural com componentes de concreto e de aço estrutural ou formado a frio, interligados por conectores de cisalhamento de modo a limitar o deslizamento longitudinal entre concreto e aço, e a separação entre os mesmos. Ligação de cisalhamento (*shear connection*) é uma interligação entre os componentes de concreto e de aço de um elemento misto que tem resistência e rigidez suficiente para permitir que os dois componentes sejam projetados como partes de um único elemento estrutural. Comportamento misto é o comportamento que ocorre após a ligação de cisalhamento tornar-se eficaz, devido ao endurecimento do concreto.

Segundo Chaves (2009) os primeiros estudos com conectores de cisalhamento ocorreram na Suíça, juntamente com o projeto chamado de “Sistema Alpha”.

Viest (1960) e Johnson (1970) apresentam resumos de pesquisas sobre vigas mistas ocorridas nos períodos de 1920 a 1958 e de 1960 a 1970, respectivamente. Nesses estudos, a transferência das forças de cisalhamento horizontal da laje de concreto para a viga de aço era realizada por meio de barras redondas em formato de hélice. Essa hélice,

denominada de “conector espiral”, era soldada no topo da mesa superior da viga de aço em pontos de contato ao longo do comprimento da viga, conforme Figura 2.6.

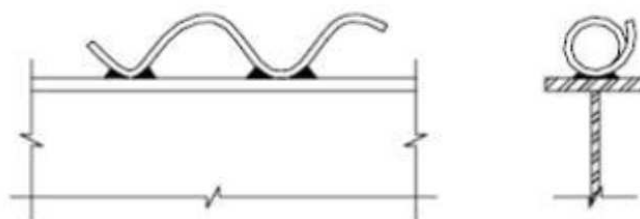


Figura 2.6. Conector espiral, Viest (1960).

Enquanto na Europa as pesquisas (Chapman, 1964) eram realizadas com conectores rígidos combinados com ganchos ou presilhas (Figura 2.7), nos Estados Unidos da América (EUA), os engenheiros davam maior importância aos estudos com conectores flexíveis, entre os quais os principais testados eram os conectores com perfis U laminado e os pinos com cabeça (*stud bolt*), Figura 2.7.

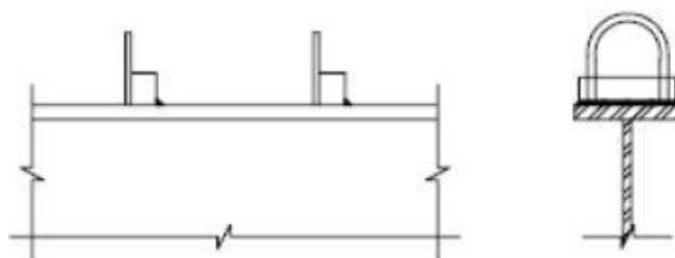


Figura 2.7. Conectores rígidos, Chapman (1964).

Os conectores tipo pino com cabeça, também conhecidos como *stud bolt*, foram desenvolvidos nos EUA na década de 40. Atualmente eles vêm sendo utilizados amplamente para transferência de carga em sistemas estruturais mistos, Figura 2.8. Entretanto, Chien e Ritchie, (1984), Ghavami, (1998) questionam o desempenho desses conectores, principalmente quando submetidos a carregamentos cíclicos (Zellner, 1987).

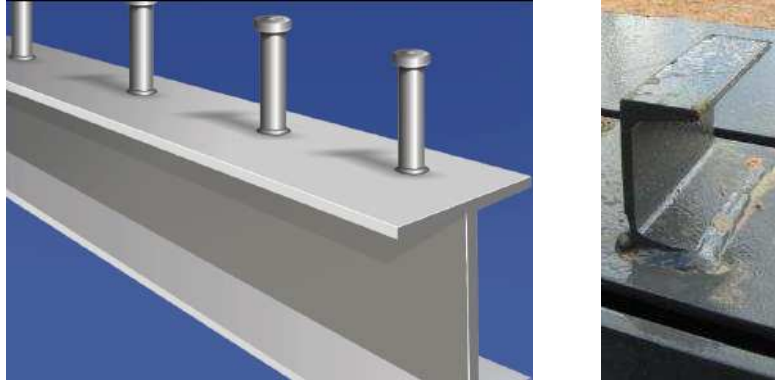


Figura 2.8. Conector pino com cabeça e conector em perfil U laminado (Fakury *et al.*, 2011).

De acordo com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é dada pelo menor dos valores das seguintes equações:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.1)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (2.2)$$

onde  $\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas de ações normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais,  $A_{cs}$  é a área da seção transversal do conector,  $f_{ucs}$  é a resistência à ruptura do aço do conector,  $E_c$  é o módulo de elasticidade secante do concreto,  $R_g$  é um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores, e  $R_p$  é um coeficiente para consideração da posição do conector.

A norma brasileira utiliza as mesmas equações da norma norte-americana ANSI/AISC 360:10.

Conforme a norma europeia EN 1994-1-1:2004, a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é dada pelo menor dos valores das seguintes equações:

$$Q_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_V} \quad (2.3)$$

$$Q_{Rd} = \frac{0,8 f_{ucs} \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (2.4)$$

com:

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (2.5)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } h_{sc} / d > 4 \quad (2.6)$$

onde  $\gamma_V$  é o fator parcial, cujo o valor recomendado é 1,25,  $d$  é o diâmetro do fuste do *stud*,  $f_u$  é a resistência à tração última do *stud*, não podendo ser tomada com valor maior que 500 N/mm<sup>2</sup>,  $E_c$  é o módulo de elasticidade secante do concreto,  $f_{ck}$  é a resistência à compressão do concreto e  $h_{sc}$  é a altura total nominal do *stud*.

Comparando a equação (2.3) da norma europeia com a (2.1) da norma brasileira percebe-se que a norma europeia é igual a brasileira multiplicada por um fator aproximadamente igual a 0,74. De forma semelhante, a equação (2.4) é igual a (2.2) multiplicada por 0,8 e considerando os fatores  $R_g$  e  $R_p$ . Dessa forma, os resultados obtidos com a norma EN 1994-1-1:2004 são mais conservadores do que os obtidos com a norma brasileira ABNT NBR8800:2008.

O fluxo de cisalhamento longitudinal gerado na interface entre a laje de concreto e a viga de aço, em vigas mistas, é transferido por meio de um número discreto de pontos, representados pelos conectores de cisalhamento, conforme mencionado em Oehlers (1989). No caso do conector pino com cabeça, as forças de cisalhamento longitudinal são transferidas da laje de concreto para a viga de aço, como mostrada na Figura 2.9.

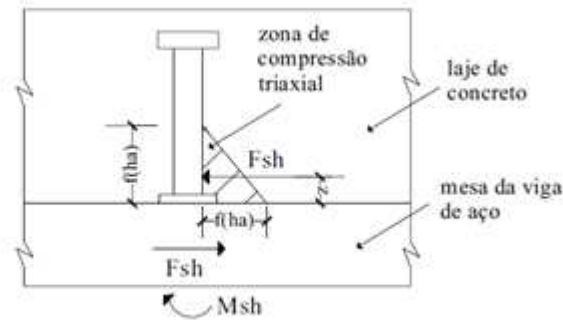


Figura 2.9. Transferência de forças de cisalhamento longitudinal (Chaves 2009).

Segundo Oehlers e Park (1992), o fuste do conector é submetido à força de cisalhamento  $F_{sh}$ , distante da mesa do perfil metálico de  $z$ . O produto da força  $F_{sh}$  pela correspondente excentricidade  $z$  gera um momento  $M_{sh}$ . Logo, essas forças atuantes resultam em tensões de cisalhamento e normais aplicadas ao corpo do conector.

A magnitude dessas tensões não depende somente da força de cisalhamento  $F_{sh}$ , mas também da excentricidade  $z$ , que é função da rigidez relativa entre o concreto e o conector. Se a rigidez do concreto é muito maior que a rigidez apresentada pelo conector, a excentricidade  $z$  tenderá a zero, caso contrário,  $z$  tenderá à metade da altura do conector pino com cabeça. A zona de concreto que se encontra imediatamente em frente ao conector de cisalhamento, denominada zona de compressão triaxial, está sujeita a elevadas tensões de compressão, conforme apresentada na Figura 2.9. Segundo Oehlers e Park (1992), existem diversos mecanismos que levam à ruptura do conector pino com cabeça quando da transferência das forças de cisalhamento longitudinal da laje para a viga:

- a) quando o concreto for menos rígido que o conector, o concreto começa a fissurar antes que o conector plastifique, proporcionando assim o aumento da excentricidade  $z$ . Conseqüentemente, as tensões normais no fuste do conector aumentarão mais rapidamente que as tensões de cisalhamento, conduzindo o conector à ruptura;
- b) se o conector for menos rígido que o concreto,  $z$  diminui, reduzindo assim o momento  $M_{sh}$  no conector. Além disso, a zona de compressão triaxial se reduzirá, já que diminui a altura efetiva do conector, ocasionando assim a

ruptura do concreto na zona de compressão triaxial e, conseqüentemente, o aumento de  $z$ , já que a rigidez do concreto se reduz.

Segundo Ranković *et al.* (2002), em uma viga mista com laje (Figura 2.10) a força de cisalhamento  $P$  é transferida a partir da mesa da viga, por meio da base do conector pino com cabeça (*stud*), para a laje de concreto. A parcela de força  $P_W$  é introduzida com um pequeno ângulo na solda que liga o conector à mesa da viga de aço. Com o aumento da pressão no concreto na base do conector, ocorre o esmagamento do concreto e a força de cisalhamento é transferida para o corpo (fuste) do conector (força  $P_B$ ). Ocorrem deformações plásticas devido à flexão e também à tensão de tração no conector. Devido à tração no conector, aparecem tensões no concreto próximo à cabeça do pino ( $D$ ), levando a forças de atrito na superfície de contato entre o concreto e a parte superior da mesa da viga de aço (força  $P_R$ ). A componente horizontal da tensão  $D$  é transferida para o fuste (força  $P_Z$ ). Nesse caso, o conector falha devido à ação da tração e do cisalhamento. O modelo de falha do pino com cabeça e a distribuição de forças agindo ao longo da altura do conector de cisalhamento são mostrados na Figura 2.11. As regiões mais carregadas do concreto em torno do conector também são mostradas e ocorrem na base do pino e nas proximidades da cabeça do conector.

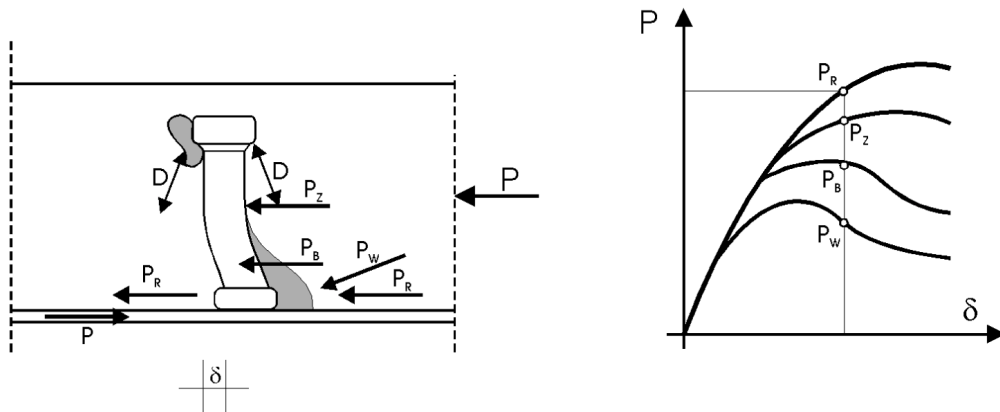


Figura 2.10. Mecanismo de distribuição de forças de cisalhamento em conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça em uma viga mista (Ranković *et al.*, 2002).

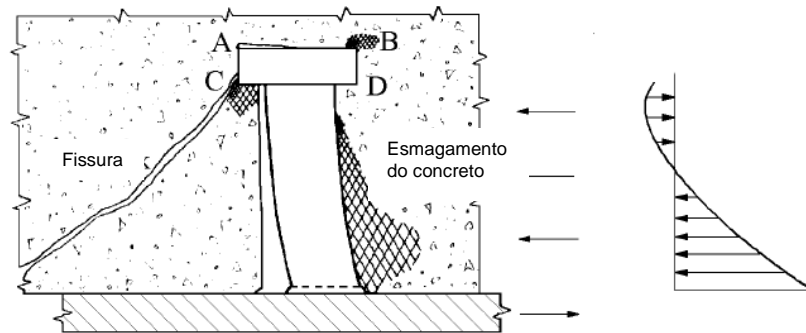


Figura 2.11. Modelo de falha para o pino com cabeça (Ranković *et al.*, 2002).

Segundo Ranković *et al.* (2002), a capacidade resistente dos pinos com cabeça é uma função das tensões no concreto e do cisalhamento no conector.

Leonhardt *et al.* (1987) desenvolveram um novo tipo de conector denominado Perfobond, para aplicação em pontes mistas (Figura 2.12). Esse conector é formado por uma chapa de aço plana, com furos circulares, soldada ao elemento de aço antes da concretagem. É um conector rígido, apresentando deformações elásticas de pequena magnitude em estado de serviço, com um comportamento caracterizado principalmente pela interação do concreto com os furos do conector. Estudos como os de Oguejiofor (1990), Veldanda (1991), Oguejiofor (1994) e Quddusi (1994) demonstraram que sua alta rigidez impede que os esforços sejam redistribuídos entre os conectores, diferentemente dos pinos com cabeça. Um dos pontos negativos desse conector é a dificuldade para o posicionamento da armadura inferior da laje quando as barras de aço passam por dentro dos furos.

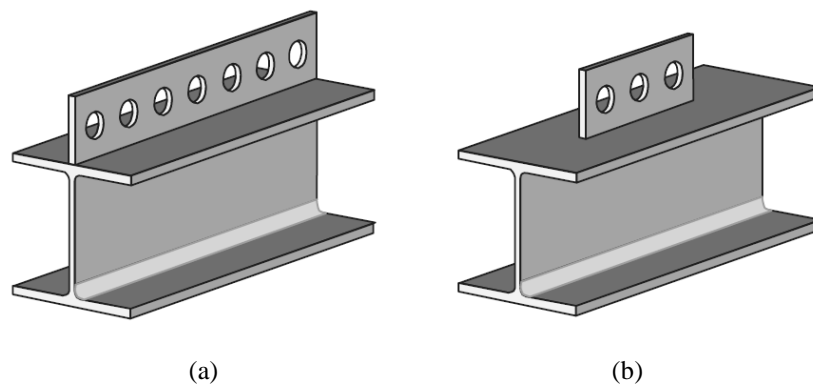


Figura 2.12. Conector Perfobond: (a) contínuo; (b) descontínuo (Veríssimo, 2007b).

Vários conectores de cisalhamento alternativos têm sido desenvolvidos com o intuito de se obter soluções apropriadas para cada caso específico (Crisinel, 1987; Hegger e Sedlacek, 2001; Poot, 2001; Galjaard e Walraven, 2001; Schleich, 2001; Schmid, 2001).

Galjaard *et al.* (2001) realizaram um estudo com diferentes tipos de conectores variando a resistência do concreto. Os tipos de conectores de cisalhamento analisados nesse estudo foram os pino com cabeça (*studs*), perfobond contínuo, perfobond ondulado, senoidal e T, mostrados na Figura 2.13.

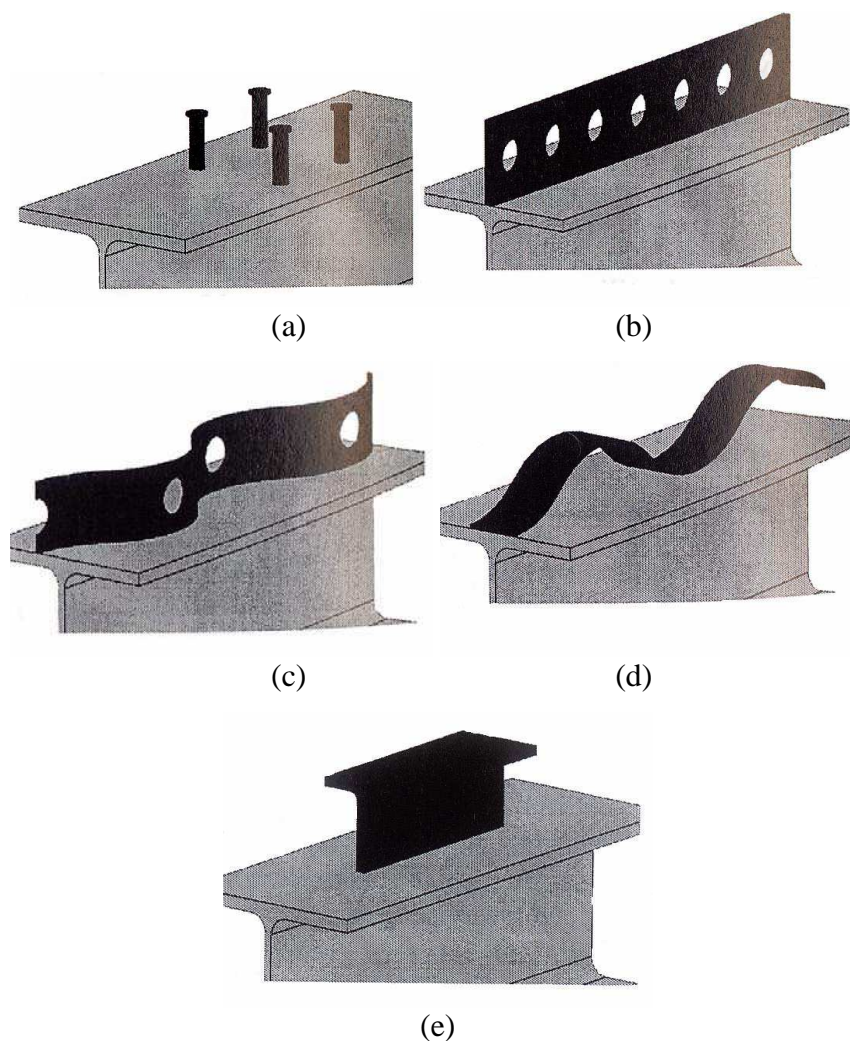


Figura 2.13. Conectores de cisalhamento: (a) pino com cabeça (*stud*), (b) perfobond contínuo, (c) ondulado, (d) senoidal, (e) T, (Galjaard *et al.*, 2001).

Nesse trabalho, verificou-se que o comportamento dos *studs* não varia muito quando as propriedades do concreto são alteradas, e que sua capacidade de carga é muito menor do que a do perfobond contínuo e dos conectores em forma de T. A forma curva do perfobond ondulado melhora a transferência de força entre aço e concreto em



comparação com o perfobond contínuo, proporcionando uma capacidade de carga maior do que, por exemplo, a do pino com cabeça e a do conector em forma de T. A principal característica da falha desse conector é uma queda rápida da capacidade de carga após o máximo. A evolução no comportamento do perfobond contínuo, em relação a modificação das propriedades de concreto é semelhante a do perfobond ondulado, mas sempre possui menor capacidade de carga. O conector senoidal teve um comportamento desapontador durante os ensaios, por isso, este conector não é recomendado. Já os conectores em forma de T demonstram aumento na capacidade de carga e ductilidade, se o concreto utilizado é de alta resistência. Os conectores em forma de T possuem alta resistência e tem o modo de falha alterado para diferentes resistências do concreto.

Oliveira (2007) cita em seu trabalho o conector em perfil U e o conector X-HVB da HILTI. O conector em perfil U é basicamente um perfil U laminado ou formado a frio cortado, com uma das mesas soldada ao perfil de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal do mesmo (Figura 2.14).

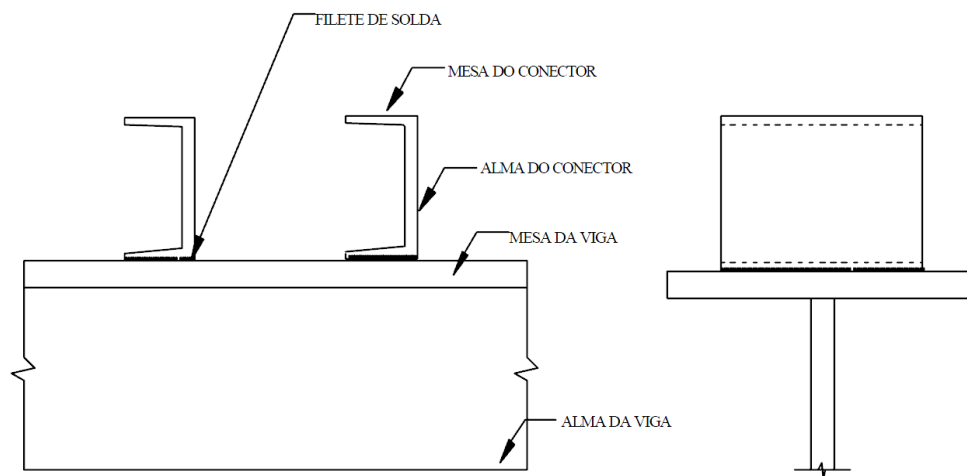


Figura 2.14. Conector em perfil U (Oliveira, 2007).

Já os conectores da Hilti X-HVB são fixados aos elementos estruturais por um tipo de prego zincado, com emprego de uma pistola que dispara com auxílio de pólvora, como ilustra a Figura 2.15. Esse sistema é rápido e econômico, por não necessitar de energia elétrica para o seu funcionamento. Permite ainda que qualquer trabalhador com prática seja capaz de instalar os conectores com máxima segurança e confiabilidade e pode ser

empregado sob condições adversas como chuva e neve, que não diminuem a qualidade da fixação.

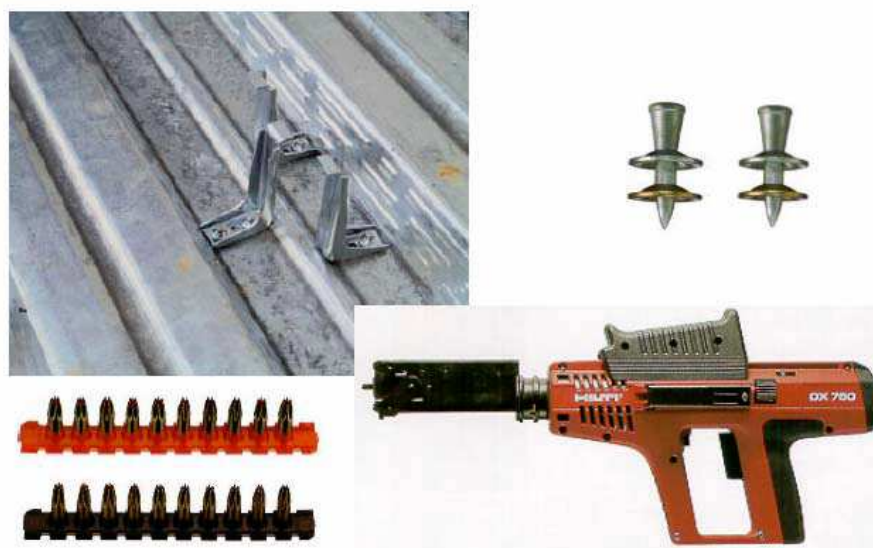


Figura 2.15. Conectores H-XVB (Hilti, 2005).

Recentemente, um grupo de pesquisadores brasileiros, da Universidade Federal de Minas Gerais e da Universidade Federal de Viçosa (Veríssimo, 2007b; Veríssimo *et al.*, 2008; Veríssimo *et al.*, 2009) desenvolveram um conector de cisalhamento denominado Crestbond (Figura 2.16). O Crestbond consiste de uma chapa de aço endentada com saliências e reentrâncias trapezoidais que proporcionam resistência ao cisalhamento longitudinal e previnem a separação transversal entre o perfil metálico e a laje de concreto, no caso de vigas mistas.

Conforme Silva (2011), o conector Crestbond tem ductilidade superior à do Perfobond. Embora o Perfobond possua furos circulares e as aberturas do Crestbond sejam trapezoidais, o comportamento de ambos os conectores é muito similar quando se considera a área das aberturas. Veríssimo (2007) ensaiou modelos com conectores Crestbond com furos trapezoidais cuja área se relaciona com um círculo inscrito de 40 mm, 50 mm e 60 mm de diâmetro. Os resultados obtidos demonstram que existe uma relação linear entre a capacidade da ligação e o tamanho dos furos.

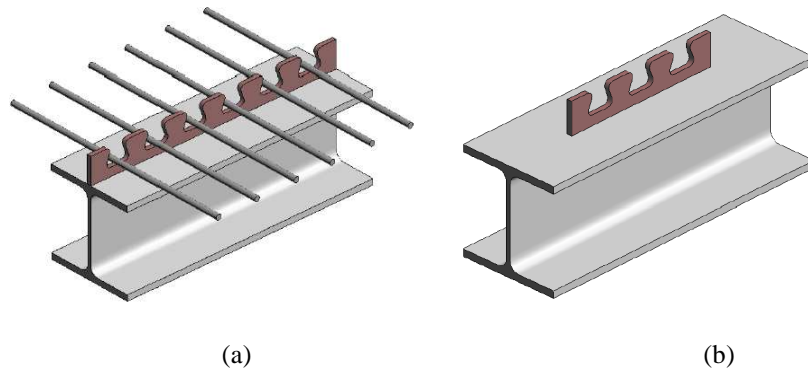


Figura 2.16. Conector Crestbond: (a) contínuo com armaduras transversais; (b) descontínuo (Veríssimo, 2007b).

Veríssimo (2007b) destaca algumas vantagens do Crestbond:

- simplicidade e baixo custo de fabricação e instalação;
- ductilidade, preservando o comportamento rígido em estado de serviço;
- aberturas que facilitam a disposição da armadura do concreto;
- desenho simétrico, que proporciona maior produtividade na fabricação, permitindo a obtenção de dois conectores a cada corte;
- geometria em chapa contínua, que é ideal para sistemas construtivos em que o espaço para a colocação de conectores na direção transversal ao eixo longitudinal do elemento é limitado.

Em modelos desmontados e analisados após a ruptura, foram observadas partes de concreto esmagado, próximas à superfície de contato com a borda dos furos do conector (Veríssimo, 2007), conforme ilustra Figura 2.17a. Oguejiofor e Hosain (1994) observaram situações similares (Figura 2.17b). Em todos esses casos, verificou-se que, se o conector tem capacidade resistente adequada, ocorre falha por esmagamento do concreto no interior das aberturas do conector, seguida por cisalhamento dos pinos de concreto em dois planos de corte (Figura 2.18).

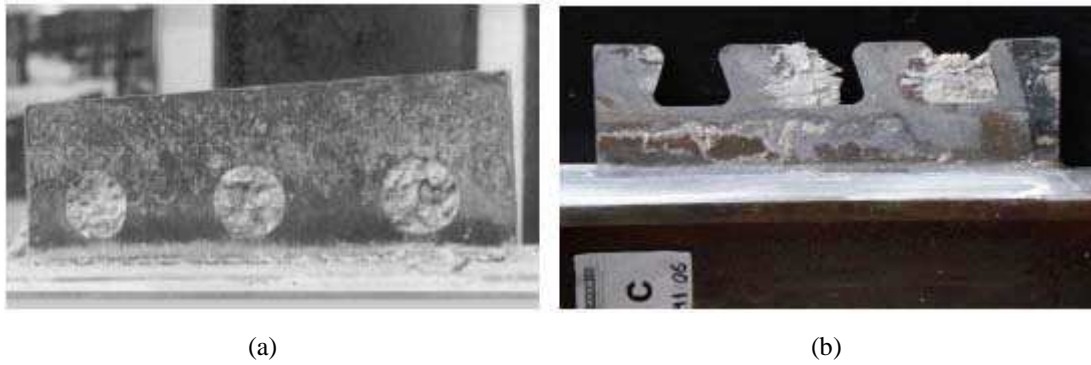


Figura 2.17. Detalhe do conector após o colapso e o efeito de pino no concreto: a) no Perfobond (Oguejiofor e Hosain, 1994); b) no Crestbond (Veríssimo, 2007).

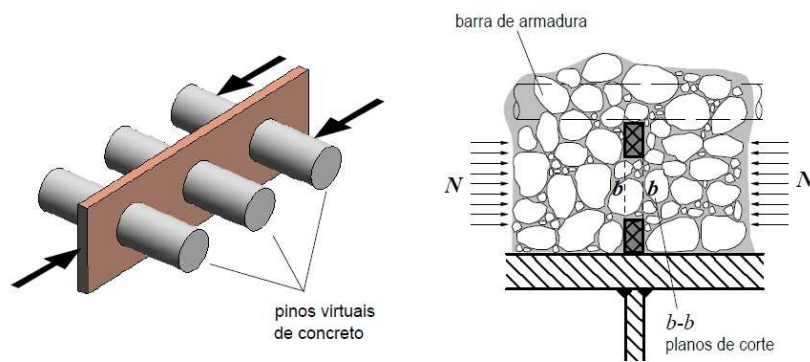


Figura 2.18. Efeito pinos virtuais no concreto (Veríssimo, 2007).

Ushijima *et al.* (2001) testaram conectores Perfobond com espessuras de 8 mm até 22 mm e ressaltam que, nos ensaios cujos conectores têm espessura abaixo de 10 mm, o efeito de pino não ocorre, ao passo que para conectores com espessuras maiores, ele é evidente (Figura 2.19).

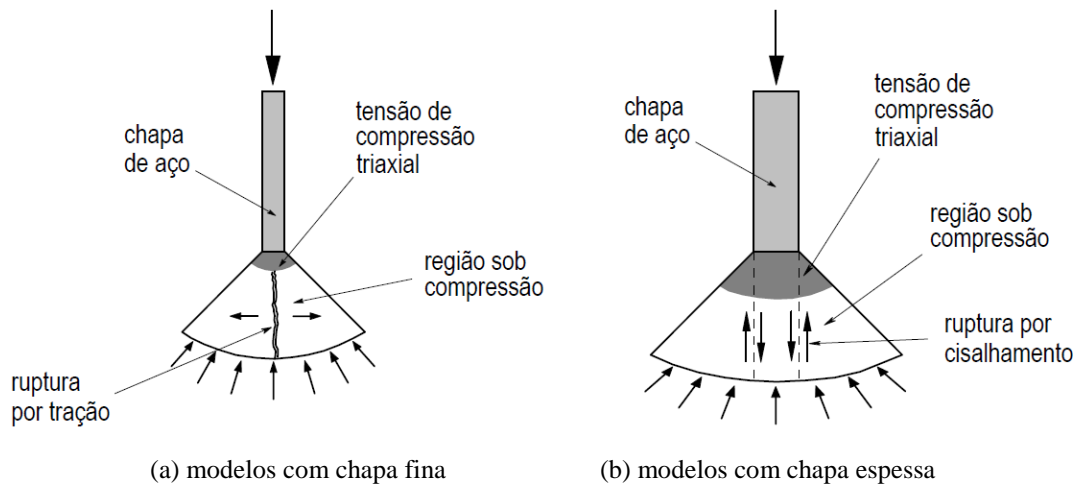


Figura 2.19. Condições de ruptura do concreto dependendo da espessura da chapa do conector (Silva 2011 adaptado de Ushijima *et al.*, 2001).

Kraus e Wurzer (1997) investigaram o comportamento do conector Perfobond e também observaram, nos modelos ensaiados, partes de concreto, completamente esmagadas, próximas à superfície de contato com a borda dos furos do conector. De acordo com os autores, o esforço atuante na ligação é transmitido da chapa de aço para a laje de concreto por meio de uma força de compressão intensa, que age na superfície de contato dos furos, devido ao confinamento do concreto nessa região proporcionado pela laje ao redor. Segundo os autores, a área onde a força se distribui no pino de concreto pode ser dividida em duas partes principais, chamadas zona A e zona B (Figura 2.20).

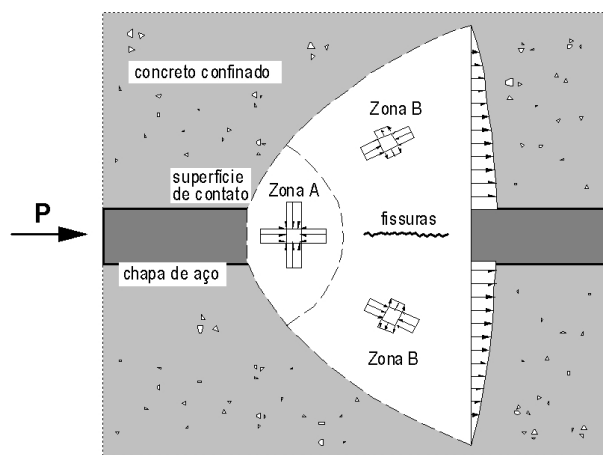


Figura 2.20. Distribuição da força no concreto (Kraus e Wurzer, 1997).

Na zona A o concreto é confinado, ficando submetido à compressão triaxial. Nessa zona, a capacidade do concreto de suportar esforço e deformação depende principalmente da estrutura porosa da argamassa de cimento. Acima da carga crítica, o concreto sofre poro-colapso, na medida em que ocorre o esmagamento das paredes dos poros na pasta de cimento, decorrente da compressão triaxial, formando uma massa compacta. Na zona B atuam tensões de compressão na direção longitudinal e tensões de tração na direção transversal, responsáveis pela formação de fissuras no concreto, paralelas à força de cisalhamento.

Um estado-limite é atingido quando os poros na zona A são completamente preenchidos com o material resultante do esmagamento do concreto, impossibilitando qualquer redução de volume a partir de um determinado ponto. O material pulverizado causa um estado de pressão quase-hidrostático no concreto confinado, que pode conduzir à separação da laje em duas metades e finalmente ao escorregamento de cunhas do concreto nas regiões próximas aos pinos (Kraus e Wurzer, 1997). Os autores também observam que a armadura transversal, o diâmetro dos furos e a espessura da chapa do conector influenciam na resistência última da conexão. Quanto maiores os furos, a ruptura do concreto por compressão na região de contato com a parede de furo se dá sob tensões um pouco menores, embora a capacidade última aumente. À medida que a dimensão dos furos aumenta, sua forma deixa de ter influência relevante no comportamento. Quanto maior o diâmetro dos pinos, maior é a ductilidade das conexões com conectores perfurados.

Silva (2011) apresenta uma discussão sobre o mecanismo resistente desses conectores em chapa plana com furos ou endentadas. Conforme proposto por Leonhardt *et al.* (1990), o mecanismo resistente está relacionado com o cisalhamento dos pinos virtuais formados pelo concreto que preenche as aberturas no conector (Figura 2.18). Entretanto, conforme apresentado, Kraus e Wurzer (1997) propuseram outra hipótese para explicar a resistência do Perfobond, pela qual a resistência última da ligação está relacionada à altura da abertura, que determina a formação de bielas de compressão no concreto.

Os resultados das análises de regressão múltipla obtidos por Silva (2011) indicaram que as duas abordagens são equivalentes e fornecem resultados similares tanto para o Perfobond como para o Crestbond. Tendo em vista que o cisalhamento dos pinos é um

fato observado em praticamente todos os ensaios de cisalhamento direto com Perfobond e com Crestbond, a autora optou por insistir com as análises baseadas nesse fenômeno.

Além de confrontar as duas hipóteses, Silva (2011) estudou diversos modelos semiempíricos dando origem a algumas equações de resistência melhores que as já existentes. Constatou, ainda, que considerar a capacidade da conexão relacionada ao módulo de elasticidade do concreto, ao invés da sua resistência à compressão, conduz a modelos mais efetivos, capazes de estimar a resistência do conector com concreto normal ou concreto leve. O estudo desses modelos propiciou um melhor entendimento do comportamento dos conectores Perfobond e Crestbond, que se mostrou influenciado pelos seguintes fatores: (a) resistência ao cisalhamento da laje de concreto; (b) taxa de armadura transversal na laje; (c) resistência da própria chapa do conector; e (d) efeito dos pinos virtuais de concreto que se formam dentro das aberturas do conector.

Silva (2011) apresenta as seguintes expressões para a capacidade resistente, em Newtons:

- para o Perfobond:

$$q_u = 3,1 \times 10^{-13} \sqrt{\frac{h_{sc}}{t_c}} h_{sc} t_{sc} \gamma_c^3 f_c + 1,8 \times 10^{-8} n D^2 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_c} + 3,2 \times 10^4 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2.7)$$

- para o Crestbond:

$$q_u = 2,2 \times 10^{-13} \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} \gamma_c^3 f_c + 1,9 \times 10^{-8} n D^2 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_c} + 1,5 \times 10^4 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2.8)$$

onde  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto em MPa,  $D$  é o diâmetro de referência (do círculo inscrito no dente trapezoidal) em mm,  $n$  é o número de espaços entre os dentes do conector,  $h_{sc}$  é a altura do conector em mm,  $t_{sc}$  é a espessura da chapa do conector em mm,  $\gamma_c$  é a massa específica do concreto,  $t_c$  é a espessura total da laje em mm,  $t_{PL}$  é a espessura da pré-laje em mm,  $A_{tr}$  é a área total da armadura transversal, e  $A_{cc}$  é a área de cisalhamento do concreto por conector (é a área longitudinal da laje menos a área do conector em  $\text{mm}^2$ ) dada por  $A_{cc} = L_c(t_c - t_{PL}) - L_{sc}(h_{sc} - t_{PL})$ .

Outro conector que vem sendo desenvolvido na Universidade Federal de Minas Gerais para aplicação em perfis formados a frio é formado por um rebite com rosca interna e parafuso sextavado (Oliveira, 2001; Bremer, 2007). Esse conector é instalado no perfil metálico com o auxílio de uma ferramenta a ar comprimido (Figura 2.21). Bremer (2007) analisa o desempenho estrutural de dois sistemas de vigas mistas de aço e concreto, ambos com vigas de aço em perfis formados a frio (PFF). No primeiro sistema a laje é constituída por uma camada de concreto moldado sobre painéis de concreto celular autoclavado (CCA) e os conectores de cisalhamento são de perfil U simples, também formados a frio. O segundo sistema é constituído de laje mista com fôrma de aço incorporada; para os conectores de cisalhamento são utilizados parafusos de cabeça sextavada e rebites tubulares com rosca interna. Foram realizadas avaliações por meio de ensaios de deslizamento (*push-out*) para a determinação do comportamento e da resistência dos conectores e também ensaios de modelos de vigas em escala real, sob condições de serviço e em estado-limite último.



Figura 2.21. Conector com rebite com rosca interna e parafuso sextavado (Oliveira, 2001).

## 2.2 Ensaio *push-out*

O comportamento dos conectores de cisalhamento pode ser descrito pela relação entre a força de cisalhamento transferida e o deslizamento relativo entre os componentes de aço e concreto, obtida por meio de ensaios de cisalhamento direto, também conhecidos como *push-out*.



A norma europeia para estruturas mistas (EN 1994-1-1:2004) estabeleceu uma especificação para o ensaio *push-out*, com o objetivo de promover uma padronização para esses ensaios.

As variáveis a serem investigadas incluem a geometria e as propriedades mecânicas da laje de concreto, dos conectores de cisalhamento e das armaduras da laje. Na Figura 2.22 pode ser observado o ensaio *push-out* típico, segundo a EN 1994-1-1:2004, utilizando os conectores pino com cabeça. O rebaixo na laje de concreto é opcional (Oliveira, 2007).

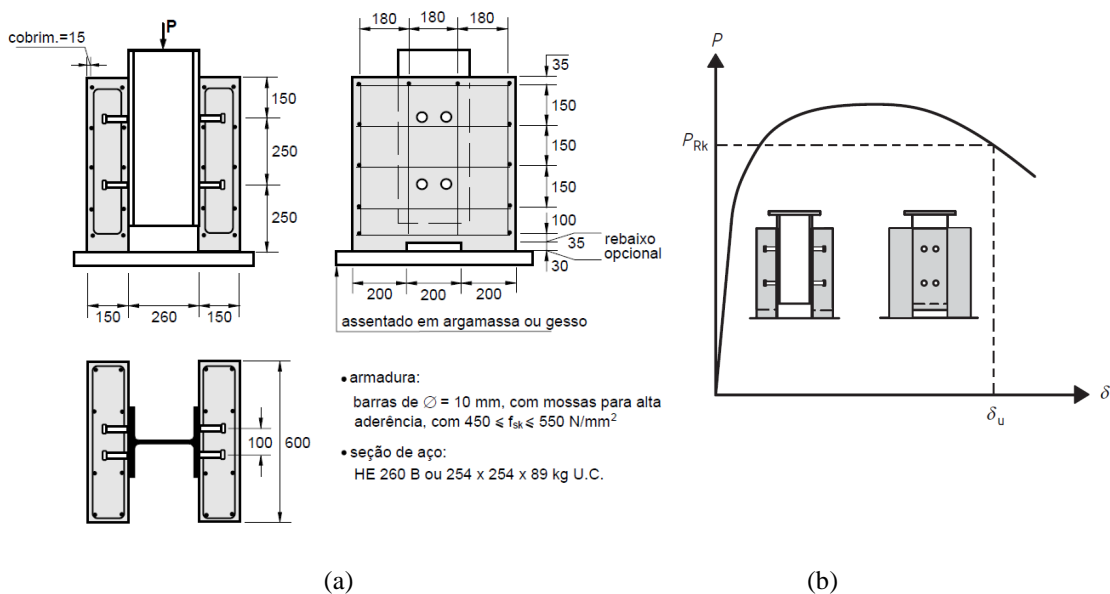


Figura 2.22. Ensaio *push-out* (EN 1994-1-1:2004): (a) características do ensaio com conector *stud*; (b) determinação da capacidade de deslizamento  $\delta_u$ .

A preparação dos corpos-de-prova deve seguir rigorosamente o previsto pelas normas aplicáveis, mas algumas recomendações devem ser destacadas:

- para que os resultados não sejam afetados pela aderência química entre o perfil de aço e o concreto, a superfície de contato deve ser engraxada;
- o concreto dos modelos deve sofrer cura ao ar;
- deve-se determinar a resistência ao escoamento, a resistência à tração e o alongamento máximo de uma amostra representativa do material do conector.

Para reduzir o efeito de imperfeições nas bases das lajes de concreto, os modelos podem ser apoiados sobre lâminas de neoprene com 5,0 mm de espessura (Veríssimo, 2007). Veríssimo (2007) também apresenta uma discussão sobre ensaios com e sem contenção lateral. Segundo o autor, para analisar a resistência à separação vertical, *uplift*, os ensaios realizados não apresentavam contenções laterais, mantendo as lâminas de neoprene para regularizar os apoios. A Figura 2.23 apresentam os pontos de medida utilizados por Verissimo (2007).

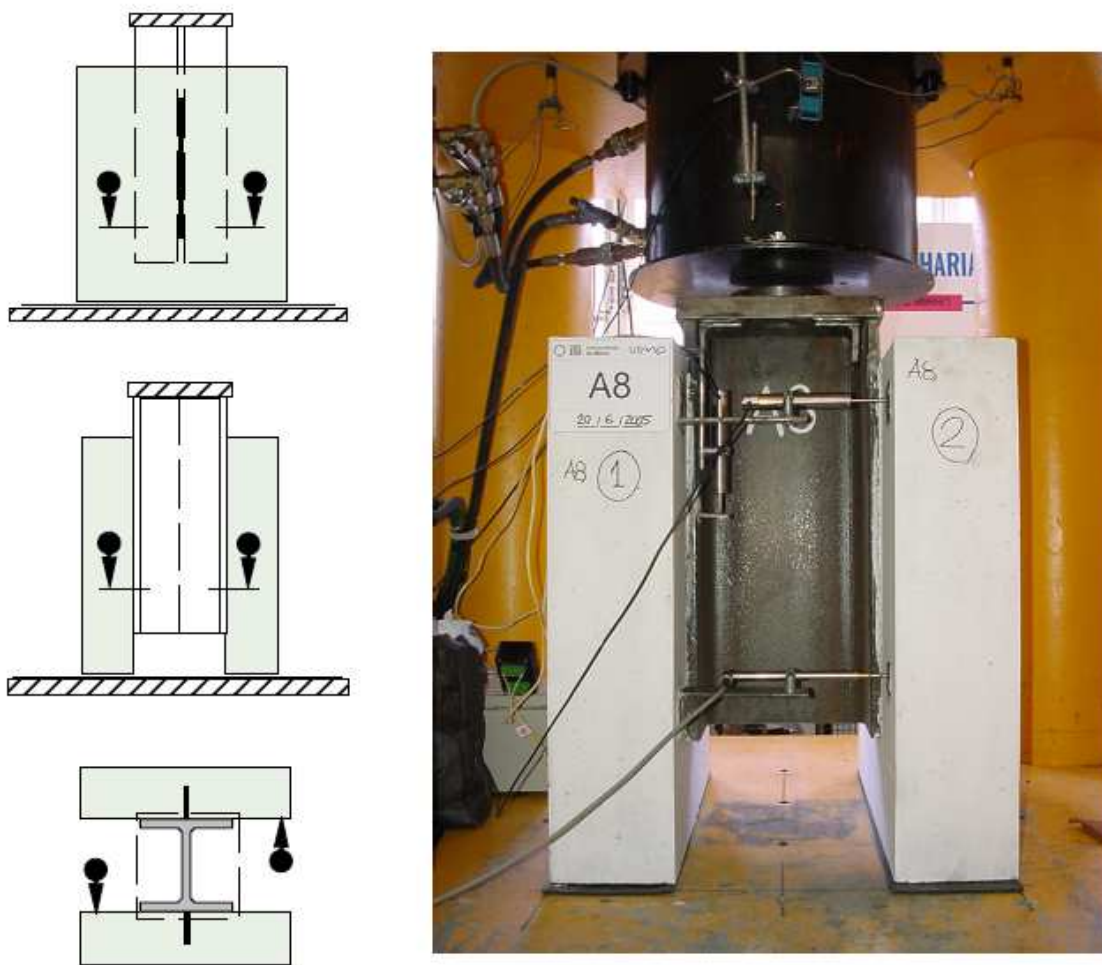


Figura 2.23. Pontos de medida dos deslocamentos longitudinais relativos e da separação entre o perfil e a laje (Veríssimo, 2007).

Segundo Oliveira (2007), a EN 1994-1-1:2004 recomenda que as lajes de concreto do modelo sejam concretadas na posição horizontal, como é feito na prática para vigas mistas. No entanto, alguns pesquisadores têm realizado ensaios *push-out* com modelos concretados na vertical, para agilizar seu processo de fabricação. Existem boas

indicações de que o fato de concretar as lajes na vertical não causa modificações importantes, já que as lajes nos modelos possuem dimensões reduzidas (Veldanda, 1991; Medberry e Shahrooz, 2002; Veríssimo, 2005).

Para cada betonada um mínimo de quatro corpos de prova de concreto (cilíndricos ou cúbicos) devem ser retirados para a determinação da resistência à compressão, no momento da concretagem dos modelos para o ensaio *push-out*. A resistência do concreto  $f_{cm}$  deve ser tomada como a média dos corpos de prova e à época do ensaio deve ser de  $70\% \pm 10\%$  da resistência especificada  $f_{ck}$  das peças para as quais o ensaio é projetado. Esse requisito pode ser atendido usando concreto de um  $f_{ck}$  específico, porém executando os ensaios antes dos 28 dias de cura dos corpos de prova, que deve ocorrer ao ar livre.

Segundo Chaves (2009), mesmo seguindo todas as prescrições normativas os resultados dos ensaios podem apresentar significativa variabilidade devido a diversos fatores como o número de conectores no modelo de ensaio, as tensões longitudinais médias na laje de concreto em torno dos conectores, o tamanho, arranjo e a resistência da armadura da laje na vizinhança dos conectores, a espessura do concreto junto aos conectores, a resistência à compressão do concreto, o adensamento do concreto e o arranjo dos agregados junto aos conectores, além da vinculação lateral na base das lajes, pois os deslocamentos laterais podem provocar forças de arrancamento no conector.

Uma observação que pode ser feita é que nesse tipo de ensaio não ocorre a simulação do confinamento, condições à qual os componentes de concreto estão submetidos em um pilar misto preenchido, e nem a possibilidade de verificação do comportamento misto (deformação contínua na seção mista) que deve ser obtida além da região de introdução de carga em pilares mistos.

O procedimento para a realização do ensaio *push-out* é:

- aplicar incrementos de carga até atingir 40% da carga máxima esperada, com posterior aplicação de 25 ciclos de carregamento de carga variando entre 5 e 40% da carga máxima;
- os incrementos de carga após a fase cíclica devem ser aplicados de modo a não provocar ruptura antes de um período de 15 minutos;

- monitorar o deslocamento relativo entre a laje de concreto e a viga de aço, desde o início do carregamento até que a força decresça em 20% do valor máximo;
- acompanhar, próximo de cada grupo de conectores, a separação transversal entre a mesa do perfil central e a laje.

Para conectores não usuais, de acordo com a EN 1994-1-1:2004, os ensaios de cisalhamento direto podem ser conduzidos com características diferentes do corpo-de-prova padronizado, entretanto as seguintes prescrições devem ser atendidas:

- os corpos-de-prova de ensaio deveram ser similares ao apresentado na Figura 2.22a;
- a laje e a armadura deveram ter dimensões compatíveis com as das vigas correspondentes;
- o comprimento da laje deve ser tal que o espaçamento longitudinal mínimo entre os conectores seja mantido;
- a largura da laje deve ser menor ou igual a largura efetiva da laje na viga mista e a espessura da laje não pode exceder a espessura mínima da laje na viga mista.

Chaves (2009) cita que alguns ensaios de cisalhamento direto não seguem as prescrições da norma europeia devido às particularidades construtivas em função dos parâmetros que se pretende analisar.

A resistência do conector ao *uplift* é verificada da seguinte maneira: a separação transversal entre a seção de aço e as lajes, medida quando os conectores estão sujeitos a 80% da sua carga última, deve ser inferior a 50% do deslizamento longitudinal correspondente. Caso contrário, a capacidade de conexão não é satisfatória (Veríssimo, 2007).

### **2.3 Classificação dos conectores**

A partir da curva força *versus* deslizamento (Figura 2.22b) é possível determinar a resistência, a ductilidade e a rigidez dos conectores ensaiados.

Conforme a EN 1994-1-1:2004, se três amostras nominalmente idênticas são ensaiadas e o desvio médio de qualquer um dos resultados obtidos não exceder 10%, a resistência de cálculo pode ser determinado da seguinte forma:

- a resistência característica  $P_{Rk}$  deve ser tomada como a carga de ruptura mínima (dividida pelo número de conectores), reduzida em 10%;
- a resistência de cálculo  $P_{Rd}$  deve ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (2.9)$$

onde  $f_u$  é a mínima resistência à ruptura especificada para o aço do conector,  $f_{ut}$  é a resistência ruptura atual do conector obtida em ensaio e  $\gamma_V$  é um fator de segurança para as conexões de cisalhamento.

Se o desvio da média dos resultados for superior a 10%, pelo menos mais três ensaios do mesmo tipo devem ser feitos. A avaliação dos ensaios deve ser realizada em conformidade com o anexo D da EN 1990.

A capacidade de deslizamento  $\delta_u$  de um conector é tomada como o deslizamento máximo medido ao nível da resistência característica  $P_{Rk}$ . A capacidade deslizamento característica  $\delta_{uk}$  é tomada como o valor mínimo de  $\delta_u$  obtido em ensaio, reduzido em 10% ou determinado por uma avaliação estatística de todos os resultados ensaiados.

Conforme a EN 1994-1-1:2004, os conectores de cisalhamento devem ter capacidade de deformação suficiente para justificar qualquer redistribuição inelástica de cisalhamento assumida em projeto. Os conectores dúcteis são aqueles com capacidade de deformação suficiente para justificar a hipótese do comportamento plástico ideal da ligação à cisalhamento. Um conector pode ser tomado como dúctil se o deslizamento característico ( $\delta_{uk}$ ) é pelo menos de 6 mm.

Na literatura, além da definição da ductilidade do conector, prevista pela EN 1994-1-1:2004, observa-se que os conectores também são chamados de rígidos ou flexíveis. No entanto, não se encontrou uma definição precisa dos limites de rigidez que caracterizam um conector como rígido ou flexível.

A despeito do modo de falha, um conector flexível não é propriamente ideal em algumas situações porque se deforma consideravelmente e, portanto, é propenso à fadiga. O pino com cabeça (*stud*) é considerado um conector flexível que se deforma para cargas de serviço e apresenta baixo desempenho à fadiga. Um conector rígido, por

outro lado, tende a não apresentar problemas de fadiga uma vez que apresenta apenas deformações elásticas pequenas em situação de serviço (Veríssimo, 2007b).

Um conector de cisalhamento ideal é aquele cujo comportamento é caracterizado por deslizamento nulo (ou quase nulo, muito pequeno) para cargas de serviço e dúctil em estado-limite último, ou seja, é um conector rígido e dúctil. Portanto, as características de um conector rígido são desejáveis em condições de serviço e as características de um conector dúctil são desejáveis em estado-limite último.

Bärtschi (2005) apresenta um estudo experimental, numérico e analítico realizado no *Institute of Structural Engineering* do *Swiss Federal Institute of Technology*, em Zurich, com o objetivo de desenvolver um novo método de cálculo para vigas mistas, consistente com a grande variedade de conectores existente. Além do método de cálculo com base em deformação, um modelo numérico para análise avançada de vigas mistas é apresentado. Segundo o autor, o tipo e o número de conectores entre a laje e a viga de aço influenciam decisivamente na relação força *versus* deslocamento e no desempenho econômico da viga mista. Por razões de economia, se possível, vigas mistas devem ser projetadas usando o método plástico, para isso, devem apresentar capacidade rotacional adequada e conectores com elevada ductilidade e capacidade de deformação. Caso contrário, a capacidade resistente à flexão da viga é menor do que a determinada com o método plástico. Com conectores insuficientemente dúcteis, as forças de cisalhamento não podem ser completamente distribuídas entre os conectores. Dessa forma, a força axial máxima nos componentes é atingida antes da rotação necessária para atingir o momento de plastificação. A ductilidade e a capacidade de deformação requerida por uma viga mista dependem fortemente dos conectores. Os conectores de cisalhamento utilizados nas estruturas mista são geralmente bastante rígidos. Portanto, a influência da rigidez dos conectores na ductilidade requerida e na capacidade de deformação de uma viga mista é usualmente negligenciada e um comportamento rígido é assumido. Os efeitos dos conectores na ductilidade e capacidade de deformação requerida são considerados com a definição do grau de interação da ligação a cisalhamento (grau de interação da viga mista). Portanto, o método plástico não deve ser usado com vigas mistas com grau de interação abaixo do mínimo. Os valores do grau de interação mínimo, apresentado por normas como o EN 1994-1-1:2004 tem por base o comportamento força *versus* deslizamento dos conectores pino com cabeça. O método

rígido ideal da EN 1994-1-1:2004 assume conectores com comportamento representado pela Figura 2.24c, rígido e dúctil com  $\delta_u = 6 \text{ mm}$ .

Bärtschi (2005) define o comportamentos dos conectores de cisalhamento por meio dos parâmetros  $P_{Rk}$ ,  $\delta_i$  e  $\delta_u$ . Com esses valores, a ductilidade dos conectores de cisalhamento é definida como  $\delta_u - \delta_i$  e por sua rigidez secante  $S_i = P_{Rk} / \delta_i$ . Sendo que  $P_{Rk}$  é a resistência característica do conector de cisalhamento, definido por  $P_{Rk} = 0.9P_u$  conforme a EN 1994-1-1:2004, o deslizamento inicial  $\delta_i$  e a capacidade de deformação  $\delta_u$  é o deslizamento ao atingir a resistência característica  $P_{Rk}$  na parte ascendente e descendente, respectivamente, da curva força *versus* deslizamento relativo (Figura 2.24f).

O autor classifica um conector de cisalhamento como flexível, se o deslizamento inicial  $\delta_i$  é maior que zero, e portanto, a sua rigidez inicial  $S_i$  não tende ao infinito. Se deslizamento inicial  $\delta_i$  é igual a zero, a rigidez inicial  $S_i$  é, portanto infinita e o conector de cisalhamento é denominado rígido (Figura 2.24a e c).

A ductilidade de um conector de cisalhamento é determinada pela diferença entre a capacidade de deformação e o deslizamento inicial ( $\delta_u - \delta_i$ ). Nos conectores de cisalhamento que mostram um comportamento rígido-plástico ( $\delta_i = 0$ ), a sua ductilidade é igual a sua capacidade de deformação. Se a diferença entre a capacidade de deformação e o deslizamento inicial ( $\delta_u - \delta_i$ ) é igual a zero, o conector é frágil (Figura 2.24a e b).

Um conector de cisalhamento é flexível e frágil quando sua capacidade de deformação  $\delta_u$  é maior que zero e ductilidade  $\delta_u - \delta_i$  é igual a zero. Um conector de cisalhamento é rígido e frágil quando sua capacidade de deformação  $\delta_u$  é igual a zero e ductilidade  $\delta_u - \delta_i$  também é igual a zero.

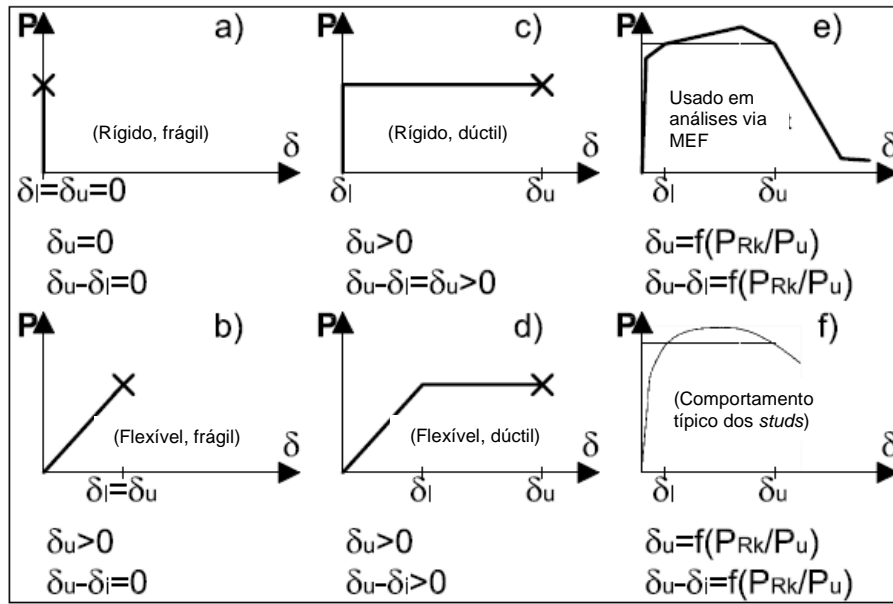


Figura 2.24. Características típicas dos conectores: (a) rígido e frágil; (b) flexível e frágil; (c) rígido e dúctil; (d) flexível e dúctil; (e) simulação usada em elementos finitos; (f) comportamento típico dos *studs* (Bärtschi, 2005).

Ranković *et al.*(2002) apresentam a Figura 2.25 na qual são indicadas os conectores rígidos. Segundo esses autores, os conectores “rígidos” resistem ao cisalhamento transferido à face frontal com deformações insignificantes até a resistência última (comportamento frágil) e concentram tensões no concreto, o que resulta na falha desse material ou da solda. Já os conectores flexíveis, resistem ao cisalhamento por flexão, tração ou cisalhamento na base, onde estão sujeitos a deformações plásticas (comportamento dúctil) quando atingem a resistência última. O modo de falha de um conector de cisalhamento “flexível” é mais dúctil. Eles mantêm a força de cisalhamento, mesmo quando há um grande deslizamento entre a laje de concreto e viga de aço.

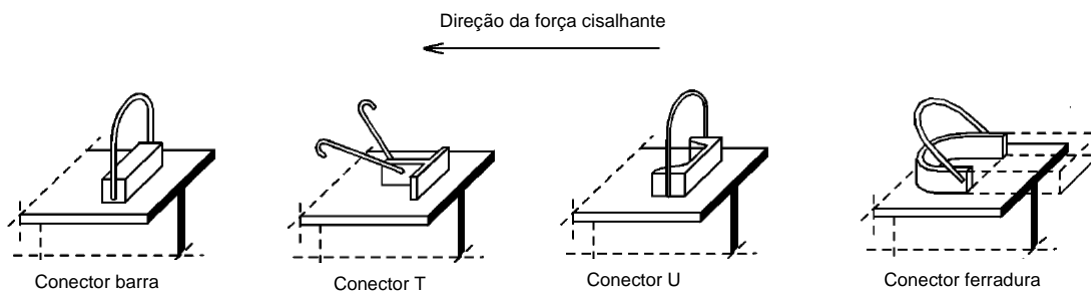


Figura 2.25. Conectores de cisalhamento rígidos com alças (Ranković *et al.*, 2002).



Ranković *et al.* (2002) apresentam na Figura 2.26 a relação força *versus* deslizamento, onde nota-se que o conector dito “flexível” é na verdade flexível e dúctil. Já o conector dito “rígido” é rígido e frágil. Eles não apresentam claramente essa distinção, possivelmente porque todos os conectores rígidos analisados são também frágeis e o conector flexível analisado (pino com cabeça) é flexível e dúctil.

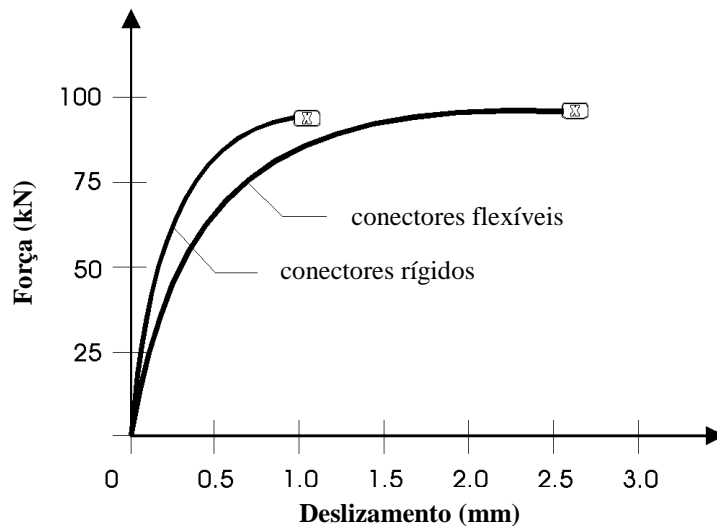


Figura 2.26. Classificação dos conectores pela relação força *versus* deslizamento (Ranković *et al.* 2002).

Ainda segundo Ranković *et al.* (2002), em serviço, conectores “rígidos” ou “flexíveis” apresentam deformações pequenas que permitem a suposição de que não há movimento significativo entre o concreto e o aço da seção transversal. Dessa forma, não há diferença no cálculo da capacidade resistente elástica uma vez que a seção pode ser considerada homogênea. Todavia, para o cálculo da capacidade resistente plástica em estado-limite último, os conectores “flexíveis” permitem o deslizamento entre o concreto e aço distribuindo as forças cisalhantes.

### 2.3.1 Rigidez dos conectores

Devido à falta de uma definição concreta para a classificação de um conector de cisalhamento quanto a sua rigidez em flexível ou rígido, neste trabalho realizou-se um levantamento da rigidez de vários resultados experimentais de diferentes conectores encontrados na literatura. Na Tabela 2-1 tem-se o levantamento de parâmetros como a resistência característica  $P_{Rk}$ , a capacidade de deslizamento  $\delta_u$ , o deslizamento inicial  $\delta_i$ ,

a capacidade de deslizamento característica  $\delta_{uk}$  e a rigidez secante  $S_i$ , com o objetivo de definir os limites de rigidez que classificam um conector como flexível ou rígido.

Na Figura 2.27 podem ser observadas as curvas força *versus* deslizamento obtidas por Oguejiofor *et al.* (1994) em ensaios *push-out* com Perfobond, e na Figura 2.28 as curvas força *versus* deslizamento em ensaios com Crestbond apresentadas por Veríssimo *et al.* (2006).

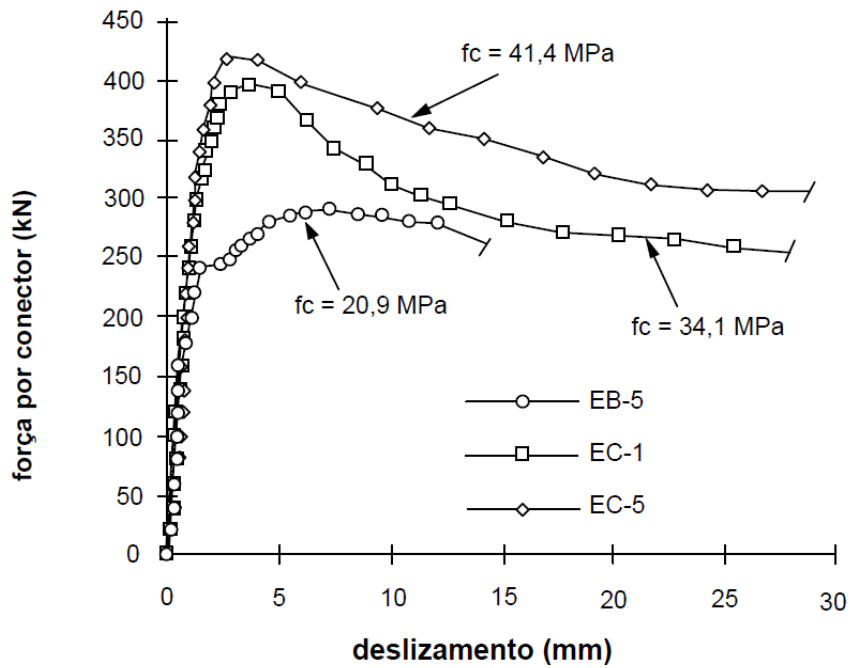


Figura 2.27. Curva força *versus* deslizamento com Perfobond (Oguejiofor *et al.*, 1994).

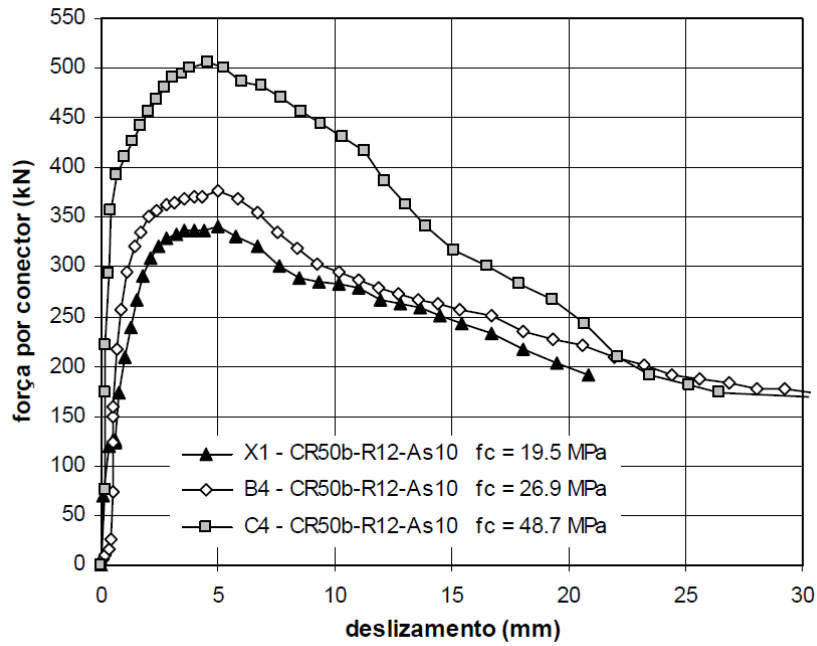


Figura 2.28. Curva força *versus* deslocamento com Crestbond (Veríssimo *et al.*, 2006).

Na Figura 2.29 a Figura 2.32 tem-se os resultados de ensaios *push-out* com conectores tipo U laminados realizados por Pashan (2006). Esse estudo foi realizado para analisar os efeitos dos parâmetros sobre capacidade resistente dos conectores tipo U: resistência à compressão do concreto, comprimento, altura e espessura.

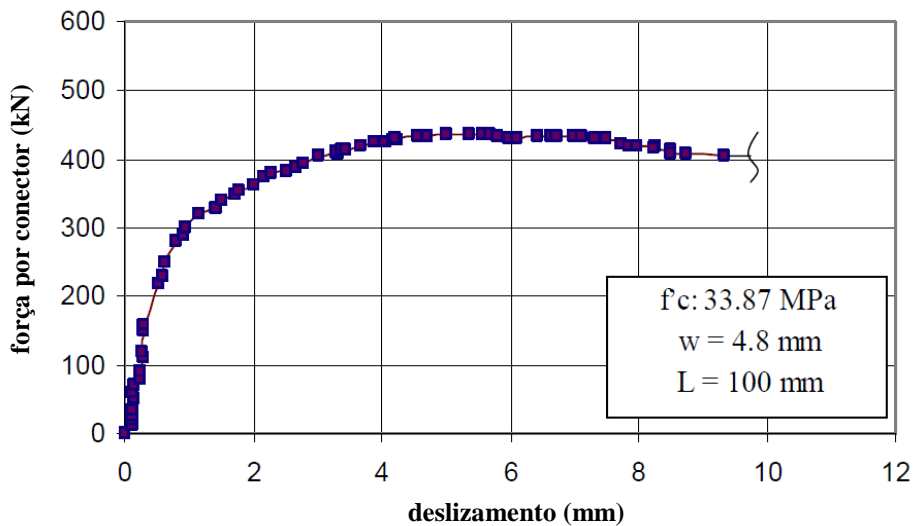


Figura 2.29. Curva força *versus* deslocamento conector U (Pashan, 2006).

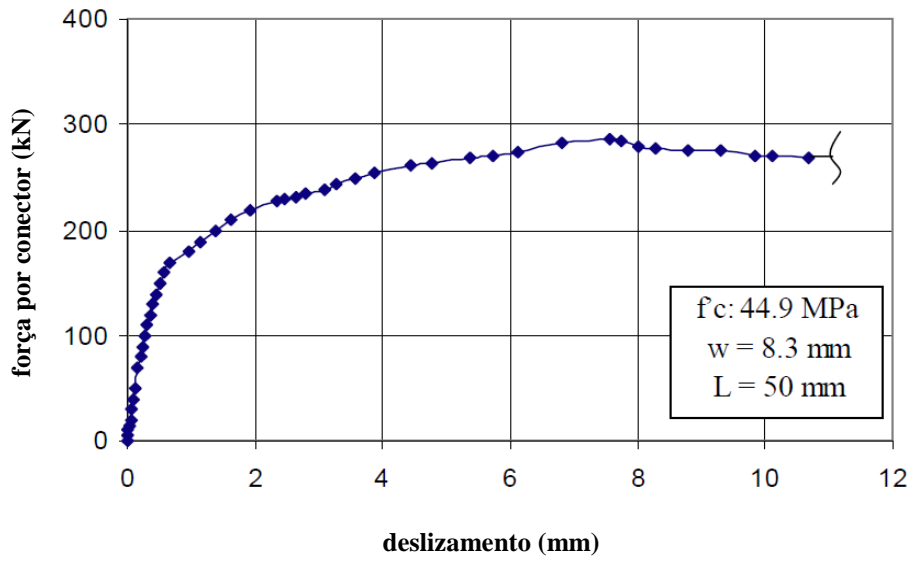


Figura 2.30. Curva força *versus* deslizamento conector U (Pashan, 2006).

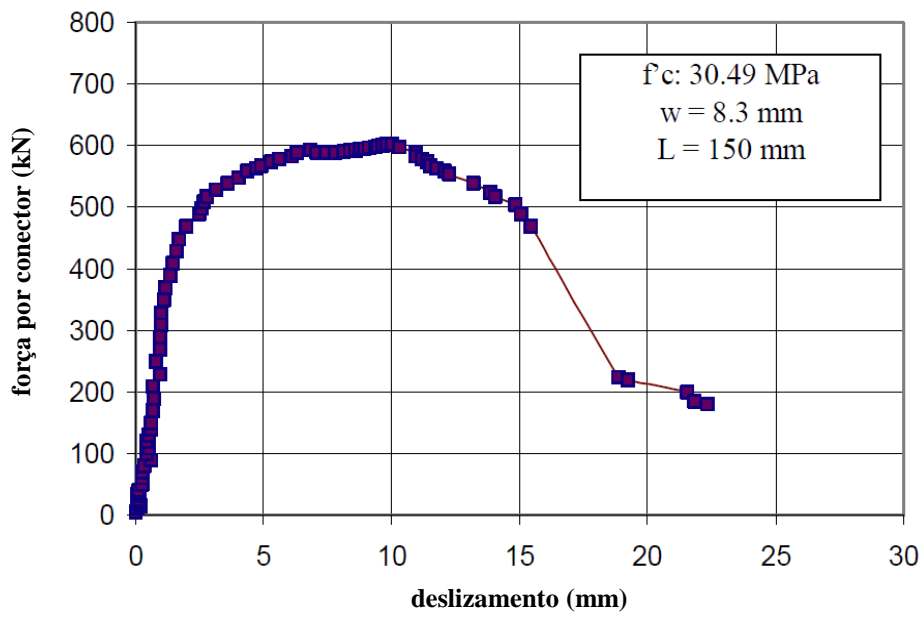


Figura 2.31. Curva força *versus* deslizamento conector U (Pashan, 2006).

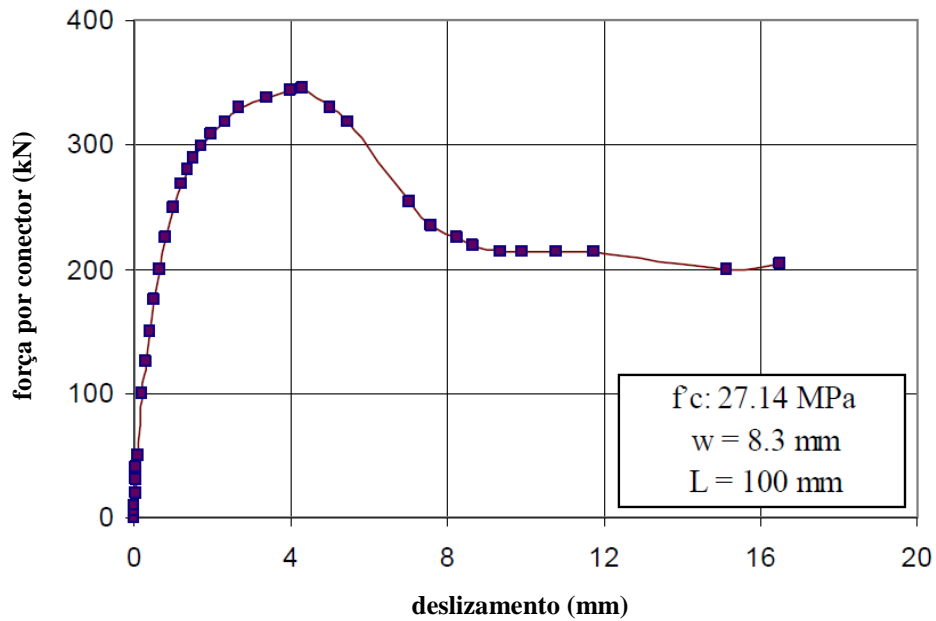


Figura 2.32. Curva força *versus* deslocamento conector U (Pashan, 2006).

Lam *et al.* (2005) estudaram os conectores pino com cabeça com diâmetros de 13 mm, 16 mm, 19 mm e 22 mm e resistência do concreto de 25 MPa, 30 MPa, 35 MPa e 40 MPa. As Figura 2.33 a Figura 2.36 mostram as curvas força *versus* deslocamento dos conectores tipo pino com cabeça resultantes desse estudo em função dos seus diâmetros e resistência do concreto.

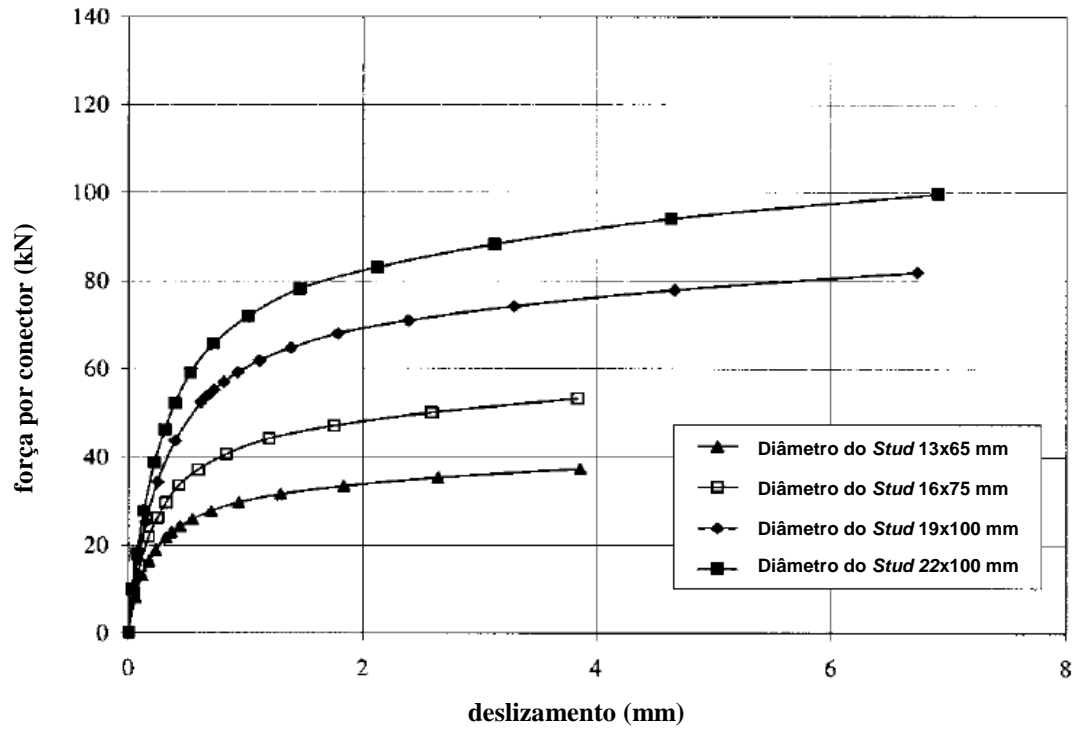


Figura 2.33. Curva força *versus* deslizamento para vários studs em concreto com  $f_{ck} = 25\text{MPa}$  (Lam *et al.*, 2005).

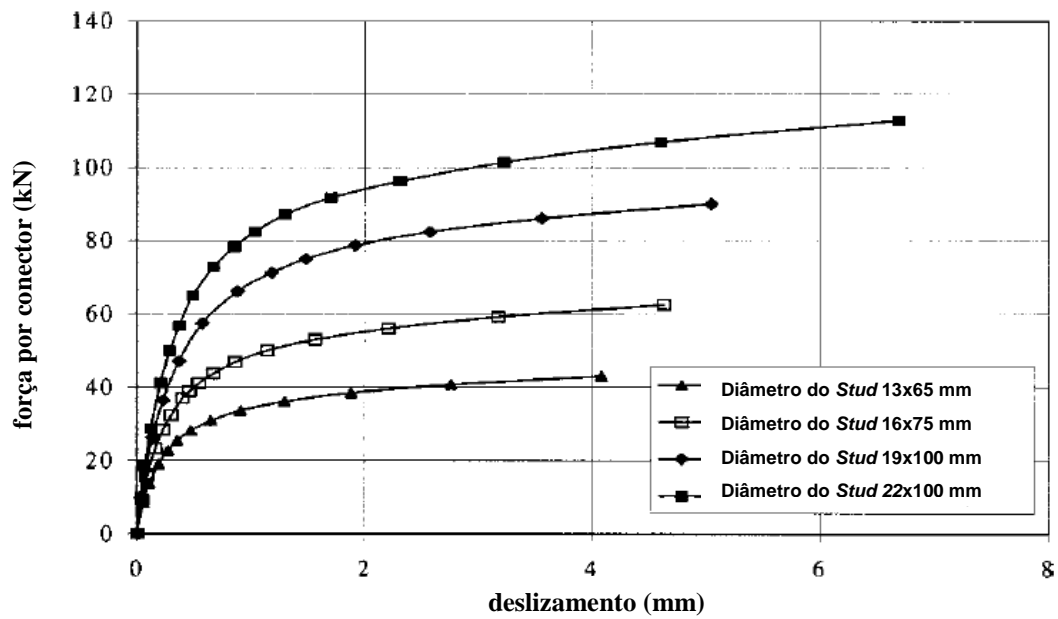


Figura 2.34. Curva força *versus* deslizamento para vários studs em concreto com  $f_{ck} = 30\text{MPa}$  (Lam *et al.*, 2005).

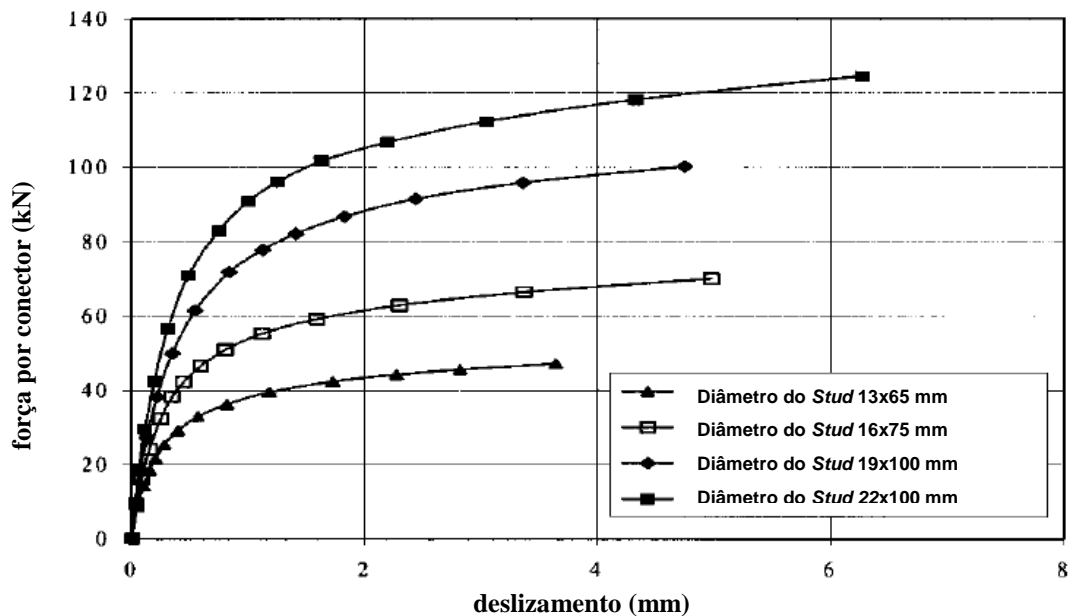


Figura 2.35. Curva força *versus* deslocamento para vários *studs* em concreto com  $f_{ck} = 35\text{MPa}$  (Lam *et al.*, 2005).

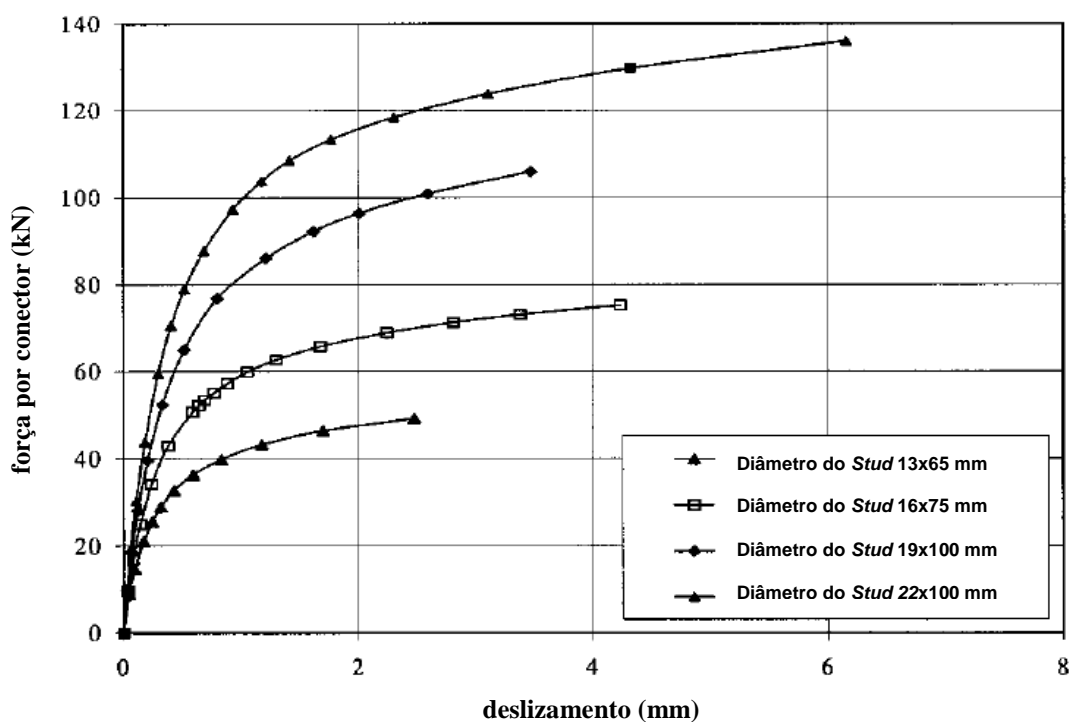


Figura 2.36. Curva força *versus* deslocamento para vários *studs* em concreto com  $f_{ck} = 40\text{MPa}$  (Lam *et al.*, 2005).

An e Cederwall (1996) realizaram ensaios *push-out* com *studs* utilizando uma ou duas camadas de armadura transversal em concreto normal e de alta resistência. Verificou-se nesse estudo que a resistência do concreto afeta significativamente a força resistente das

ligações com *stud*. O aumento da armadura transversal nas lajes de concreto tem um efeito desprezável quando o concreto de alta resistência é usado. Na Figura 2.37 e Figura 2.38 estão representados os ensaios *push-out* com conectores tipo pino com cabeça realizados por An e Cederwall (1996). Na nomenclatura das amostras o primeiro número indica a quantidade de camadas da armadura transversal e o segundo número serve para diferenciar amostras iguais entre si.

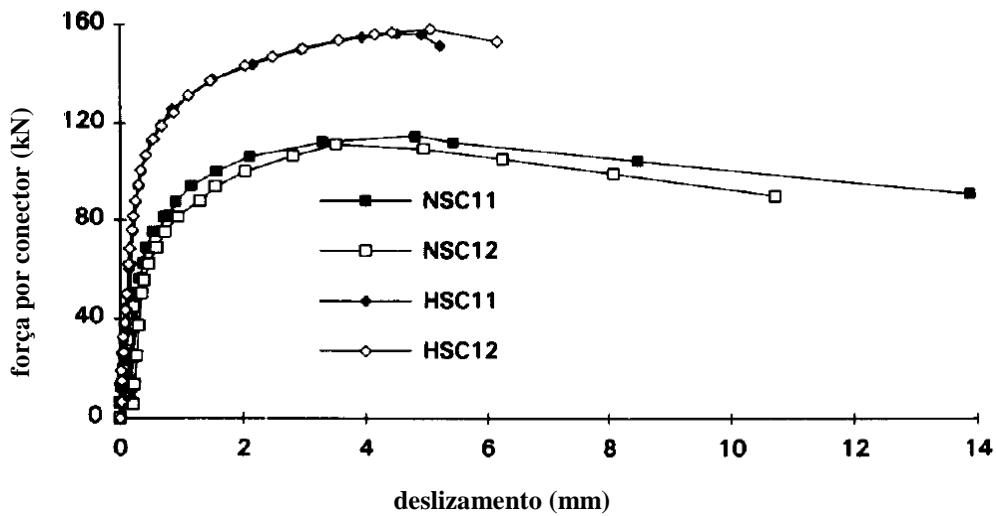


Figura 2.37. Curva força *versus* deslocamento de testes com uma camada de armadura transversal em concreto normal (NSC) e concreto de alta resistência (HSC) (An e Cederwall, 1996).

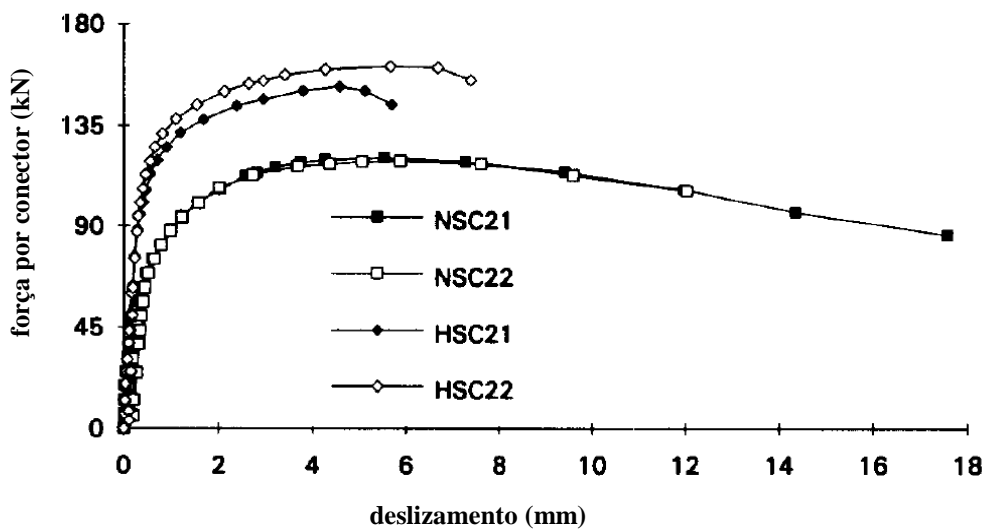


Figura 2.38. Curva força *versus* deslocamento de testes com duas camadas de armadura transversal em concreto normal (NSC) e concreto de alta resistência (HSC) (An e Cederwall, 1996).



Shim *et al.* (2004) realizaram ensaios com conectores pino com cabeça com grandes diâmetros (25 mm, 27 mm e 30 mm). Por meio dos ensaios, Figura 2.39, o comportamento estático foi investigado e foram realizadas comparações com as equações da EN 1994-1-1:2004. Curvas força *versus* deslizamento foram propostas a partir dos ensaios de cisalhamento direto nos *studs* como mostrado a seguir. O concreto da série A possui resistência a compressão de 35,4 MPa, série B de 49,3 MPa e a série C igual a 64,5 MPa. A capacidade de deslizamento e força para os *studs* de grandes diâmetros foram avaliadas e os resultados desses ensaios mostraram claramente valores conservadores da resistência obtida com a EN 1994-1-1:2004.

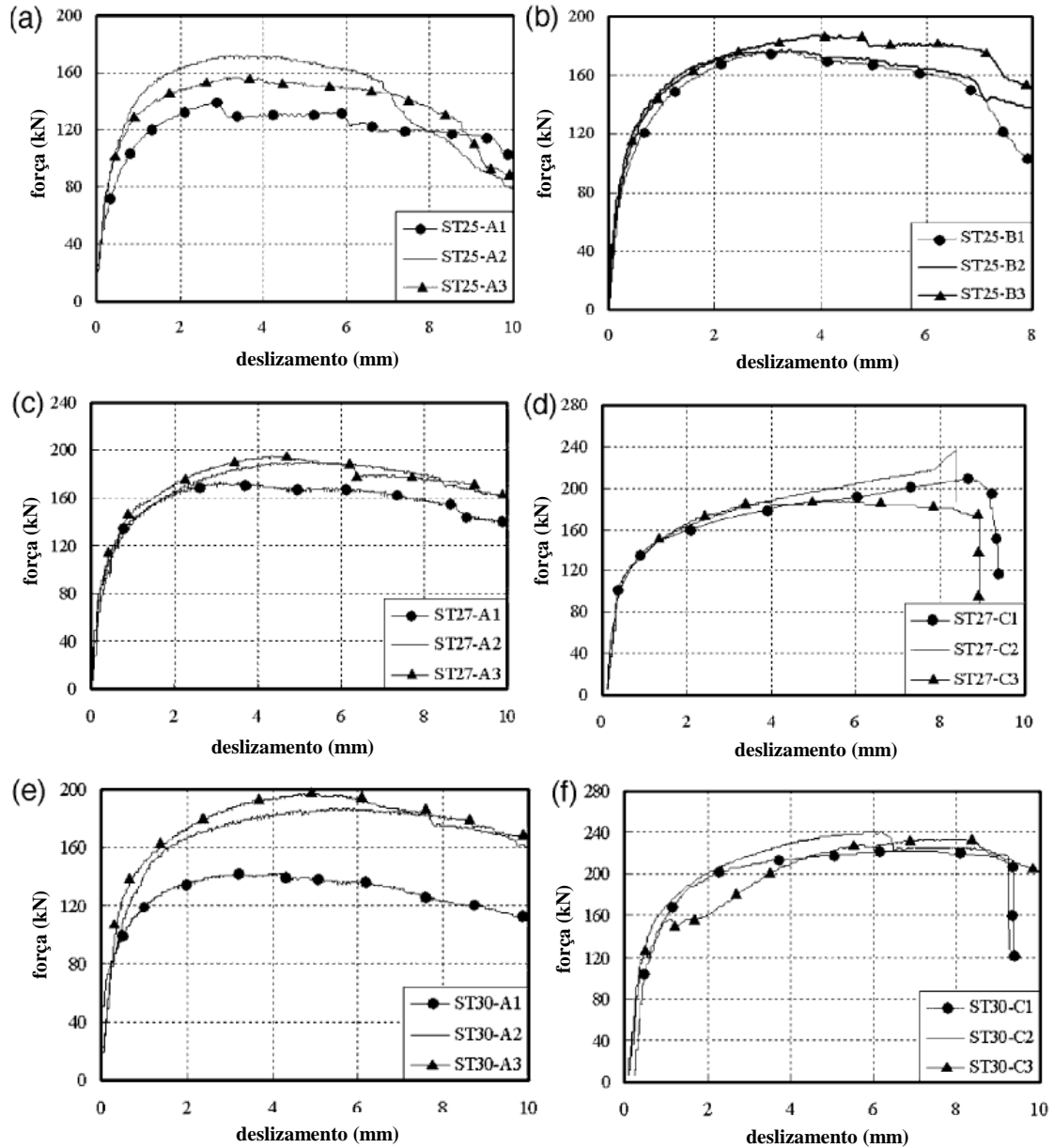


Figura 2.39. Curva força *versus* deslocamento, (a) 25 mm – série A; (b) 25 mm – série B; (c) 27 mm – série A; (d) 27 mm – série C; (e) 30 mm – série A; (f) 30 mm – série C (Shim *et al.*, 2004).

De acordo com Shim *et al.* (2004), os pesquisadores Oehlers e Coughlan (1986) analisaram 116 ensaios do tipo *push-out*, e sugeriram equações empíricas para o deslocamento relativo e para a rigidez inicial, ambos para o nível de força igual a metade da resistência máxima do conector ( $0,5P_{max}$ ), Equações (2.10) e (2.11), respectivamente. Eles assumiram que o comportamento da relação força *versus* deslocamento da ligação de cisalhamento com o pino com cabeça é linear até  $0,5P_{max}$ .

O deslocamento relativo para uma força de  $0,5P_{max}$  é dada por

$$\delta_{0,5P_{max}} = (80 \times 10^{-3} - 86 \times 10^{-5} f_c) d_{sh}, \quad (2.10)$$

onde  $d_{sh}$  o diâmetro dos *studs* (mm) e  $f_c$  é a resistência à compressão do concreto (MPa).

A rigidez inicial do *stud*,  $K_{si}$ , para uma força de  $0,5P_{max}$  é dada por

$$K_{si} = \frac{P_{max}}{d_{sh} (0,16 - 0,0017 f_c)} \quad (2.11)$$

onde  $P_{max}$  representa a força máxima da ligação de cisalhamento (N),  $d_{sh}$  o diâmetro dos *studs* (mm) e  $f_c$  a resistência à compressão do concreto. Na Equação (2.11), o fator 0,16 deve ser substituído por 0,08 ou 0,24 para definir os limites superior e inferior da rigidez característica, respectivamente. Isso significa que há grande variação na rigidez, uma vez que os deslizamentos medidos apresentam tipicamente valores muito pequenos.

A capacidade de deslizamento última, que representa a ductilidade da ligação, é dada pela equação

$$\delta_{ult} = (0,48 - 0,0042 f_c) d_{sh}. \quad (2.12)$$

Para *studs* de diâmetro maiores,  $\delta_{ult}$  é um parâmetro muito importante para aplicações práticas em pontes mistas, e sua ductilidade deve ser assegurada. Segundo Shim *et al.* (2004), mesmo que as equações acima não sejam para *studs* com grandes dimensões, os principais parâmetros que afetam o comportamento elástico da ligação de cisalhamento do pino com cabeça são semelhantes. O deslizamento elástico, a rigidez, e a ductilidade, que foram medidos a partir dos ensaios *push-out*, foram comparados com as equações acima. Em termos da rigidez do *stud*, os valores medidos foram superiores aos obtidos pela (2.11). No entanto, a diferença de rigidez pode ter uma pequena influência sobre o comportamento das vigas mistas. Para a capacidade de deslizamento última, a Equação (2.12) chega a valores bem próximos dos valores medidos experimentalmente e a ductilidade dos *studs* de grandes dimensões são suficientes para sua aplicação em pontes mistas.

Na Tabela 2-1 têm-se um levantamento da carga última ( $P_u$ ), de resistência característica ( $P_{Rk}$ ), da capacidade de deslizamento ( $\delta_u$ ), do deslizamento inicial ( $\delta_i$ ) correspondente ao nível de carga característico, da capacidade de deslizamento característico ( $\delta_{uk}$ ), de resistência e do deslizamento medidos à 60% da resistência característica ( $0,6P_{Rk}, \delta_{i(0,6P_{Rk})}$ ), deslizamento relativo para uma força de  $0,5P_{max}$  ( $\delta_{0,5P_{max}}$ ), rigidez inicial do *stud* ( $K_{si}$ ), capacidade de deslizamento última ( $\delta_{ult}$ ), rigidez secante inicial ( $S_i = P_{Rk} / \delta_i$ ) e rigidez secante inicial à 60% da resistência característica ( $S_{i(0,6P_{Rk})}$ ), obtidos através de ensaios *push-out* realizados por autores encontrados na literatura, conforme se menciona anteriormente.

Tabela 2-1. Visão geral entre os tipos de conectores de cisalhamento mais usuais.

Autor	Conector	Força resistente nominal $Q_{rn}$ (kN)			Resultados Experimentais						Shim et al. (2004)			Rigidez secante $S_i$	Rigidez secante $S_{i(0,6^*P_{Rk})}$	Informações adicionais	
		Silva (2011)	NBR 8800:2008	EN 1994-1-1:2004	$P_u$ (kN)	$P_{Rk}$ (kN)	$\delta_u$ (mm)	$\delta_s$ (mm)	$\delta_{uk}$ (mm)	$0,6^*P_{Rk}$ (kN)	$\delta_{i(0,6^*P_{Rk})}$ (mm)	Eq. (3) $\delta_{0,5P_{Rk}}$	Eq. (4) $K_{st}$				Eq. (5) $\delta_{ult}$
Oguejiofor et al. (1994)	Perfobond	464.6			431.0	387.9	9.0	2.0	8.10	232.74	1.00	-	-	-	194.0	232.7	Concreto fck= 41,4 Mpa
	Perfobond	410.4			396.1	356.5	7.5	2.0	6.75	213.89	0.90	-	-	-	178.2	237.7	Concreto fck= 34,1 Mpa
	Perfobond	313.8			292.0	262.8	14.5	3.0	13.05	157.68	0.50	-	-	-	87.6	315.4	Concreto fck= 20,9 Mpa
Verissimo et al. (2006)	Crestbond	334.6			339.9	305.9	6.6	2.3	5.94	183.55	1.00	-	-	-	133.0	183.5	Concreto fck= 19,5 Mpa
	Crestbond	378.2			375.9	338.3	6.6	1.8	5.92	202.99	0.90	-	-	-	188.0	225.5	Concreto fck= 26,9 Mpa
	Crestbond	472.9			506.7	456.0	8.0	2.0	7.20	273.62	0.20	-	-	-	228.0	1368.1	Concreto fck= 48,7 Mpa
Pashan (2006)	U		209.23		436.3	392.6	> 9	2.2	8.10	235.58	0.70	-	-	-	178.5	336.5	Concreto fck= 33,87 Mpa
	U		223.49		285.9	257.3	> 11	4.0	9.90	154.36	0.80	-	-	-	64.3	192.9	Concreto fck= 44,9 Mpa
	U		501.54		602.6	542.3	14.0	4.0	12.60	325.40	2.00	-	-	-	135.6	162.7	Concreto fck= 30,49 Mpa
	U		306.41		344.6	310.1	6.0	2.0	5.40	186.08	0.80	-	-	-	155.1	232.6	Concreto fck= 27,14 Mpa
Lam et al. (2005)	Stud	51.19	37.80		38.0	34.2	> 3.9	0.5	3.51	20.52	0.20	0.67	28.13	4.44	68.4	102.6	13x65mm - fck= 25MPa
	Stud	77.55	57.27		56.0	50.4	> 3.9	2.0	3.51	30.24	0.20	0.83	33.69	5.46	25.2	151.2	16x75mm - fck= 30MPa
	Stud	109.35	80.75		80.0	72.0	> 6.7	3.0	6.03	43.20	0.30	0.98	40.52	6.49	24.0	144.0	19x100mm - fck= 25MPa
	Stud	146.61	108.27		99.6	89.6	> 7.0	4.0	6.30	53.78	0.30	1.14	43.57	7.51	22.4	179.3	22x100mm - fck= 25MPa
Lam et al. (2005)	Stud	58.69	43.34		43.0	38.7	> 4.1	2.0	3.69	23.22	0.20	0.62	34.67	4.17	19.4	116.1	13x65mm - fck= 30MPa
	Stud	88.91	65.66		63.0	56.7	> 4.7	2.0	4.23	34.02	0.25	0.76	41.27	5.13	28.4	136.1	16x75mm - fck= 30MPa
	Stud	125.38	92.59		90.0	81.0	> 5.2	2.2	4.68	48.60	0.35	0.90	49.65	6.09	36.8	138.9	19x100mm - fck= 30MPa
	Stud	168.09	124.13		112.9	101.6	> 6.7	3.3	6.03	60.97	0.35	1.04	53.79	7.05	30.8	174.2	22x100mm - fck= 30MPa
Lam et al. (2005)	Stud	62.49	48.66		47.0	42.3	> 3.8	1.9	3.42	25.38	0.35	0.56	41.60	3.89	22.3	72.5	13x65mm - fck= 35MPa
	Stud	94.66	73.70		70.0	63.0	> 5.0	2.2	4.50	37.80	0.40	0.69	50.35	4.79	28.6	94.5	16x75mm - fck= 35MPa
	Stud	133.49	103.93		99.0	89.1	> 4.8	2.3	4.32	53.46	0.40	0.82	59.96	5.69	38.7	133.7	19x100mm - fck= 35MPa
	Stud	178.97	139.35		124.5	112.1	> 6.3	3.0	5.67	67.23	0.50	0.95	65.12	6.59	37.4	134.5	22x100mm - fck= 35MPa
Lam et al. (2005)	Stud	62.49	49.99		50.0	45.0	> 2.6	1.8	2.34	27.00	0.30	0.50	49.06	3.62	25.0	90.0	13x65mm - fck= 40MPa
	Stud	94.66	75.73		75.3	67.8	> 4.2	2.0	3.78	40.66	0.35	0.62	60.03	4.45	33.9	116.2	16x75mm - fck= 40MPa
	Stud	133.49	106.79		106.0	95.4	> 3.5	1.9	3.15	57.24	0.40	0.74	71.16	5.29	50.2	143.1	19x100mm - fck= 40MPa
	Stud	178.97	143.17		136.0	122.4	> 6.2	2.8	5.58	73.44	0.45	0.85	78.85	6.12	43.7	163.2	22x100mm - fck= 40MPa
An et al. (1996)	Stud	127.78	94.36		115.0	103.5	11.0	1.5	9.90	62.10	0.30	0.89	64.33	6.03	69.0	207.0	19x75mm - NSC11
	Stud	127.78	94.36		111.5	100.4	9.0	2.2	8.10	60.21	0.30	0.89	62.37	6.03	45.6	200.7	19x75mm - NSC12
	Stud	147.15	117.72		156.8	141.1	> 5.0	2.2	4.50	84.67	0.20	-	-	1.61	64.1	423.4	19x75mm - HSC11
	Stud	147.15	117.72		158.6	142.7	> 6.0	2.2	5.40	85.64	0.20	0.06	-	2.00	64.9	428.2	19x75mm - HSC12
An et al. (1996)	Stud	127.78	94.36		120.8	108.7	12.0	2.0	10.80	65.23	0.30	0.89	67.57	6.03	54.4	217.4	19x75mm - NSC21
	Stud	130.94	96.70		119.1	107.2	12.0	2.0	10.80	64.31	0.30	0.87	67.87	5.94	53.6	214.4	19x75mm - NSC22
	Stud	147.15	117.72		151.9	136.7	> 6.0	1.9	5.40	82.03	0.20	0.06	968.12	2.00	72.0	410.1	19x75mm - HSC21
	Stud	147.15	117.72		161.0	144.9	> 7.5	1.7	6.75	86.94	0.20	-	-	1.20	85.2	434.7	19x75mm - HSC22
Shim et al. (2004)	Stud	201.26	161.01		139.4	125.5	6.07	1.5	5.46	75.30	0.35	1.14	78.00	7.80	83.7	215.1	25x155 mm - série A
	Stud	201.26	161.01		176.4	158.8	6.33	1.7	5.70	95.28	0.35	0.93	96.00	6.75	93.4	272.2	25x155 mm - série B
	Stud	234.75	187.80		173.4	156.1	8.12	1.8	7.31	93.66	0.25	1.23	75.00	8.42	86.7	374.6	27x155 mm - série A
	Stud	234.75	187.80		186.9	168.2	8.92	3.0	8.03	100.92	0.40	0.66	155.00	5.65	56.1	252.3	27x155 mm - série C
	Stud	289.81	231.85		186.8	168.1	7.76	2.5	6.98	100.86	0.33	1.37	70.00	9.36	67.2	305.6	30x155 mm - série A
Stud	289.81	231.85		222.8	200.5	9.39	2.2	8.45	120.30	0.50	0.74	154.00	6.27	91.1	240.6	30x155 mm - série C	

Por meio da Tabela 2-1 pode-se notar que nos ensaios de cisalhamento direto realizados por Oguejiofor *et al.* (1994) com Perfobond e  $f_{ck}$  do concreto variando de 20,9 MPa a 41,4 MPa, a rigidez secante inicial média foi de 153,27 kN/mm e a rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  igual a 261,92 kN/mm. Para os ensaios de Veríssimo *et al.* (2006) realizados com Crestbond e  $f_{ck}$  do concreto variando de 19,5 MPa a 48,7 MPa, a rigidez secante inicial média foi de 182,99 kN/mm e a rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  igual a 592,39 kN/mm. Pashan (2006) utilizou o conector de cisalhamento em perfil U com a resistência do concreto compreendida entre 27,14 MPa e 44,9 MPa, e a rigidez secante inicial média foi de 133,36 kN/mm e a rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  igual a 231,20 kN/mm. Já Lam *et al.* (2005) usaram os conectores de cisalhamento tipo *stud* com 13 mm, 16 mm, 19 mm e 22 mm de diâmetro e  $f_{ck}$  do concreto variando de 25 MPa a 40 MPa, e a rigidez secante inicial média foi de 33,8 kN/mm, 29 kN/mm, 37,4 kN/mm e 33,6 kN/mm, respectivamente, e a rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  igual a 95,3 kN/mm, 124,5 kN/mm, 139,9 kN/mm, 162,8 kN/mm. Já nos ensaios realizados por An *et al.* (1996) com *studs* de 19 mm de diâmetro em concreto normal com uma ou duas camadas de armadura transversal, a rigidez secante inicial média foi de 57,3 kN/mm, 54,0 kN/mm e a rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  igual a 203,9 kN/mm, 215,9 kN/mm, e em concreto de alta resistência com uma ou duas camadas de armadura transversal, a rigidez secante inicial média foi de 64,5 kN/mm e 78,6 kN/mm e a rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  igual a 425,8 kN/mm, 422,4 kN/mm, respectivamente. Nos ensaios de Shim *et al.* (2004) com *studs* de 25 mm de diâmetro (série A e B), a rigidez secante inicial foi de 83,7 kN/mm e 93,4 kN/mm (rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  igual a 215,1 kN/mm, 272,2 kN/mm), 27 mm de diâmetro (série A e C) a rigidez secante inicial foi de 86,7 kN/mm e 56,1 kN/mm (rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  igual a 374,6 kN/mm, 252,3 kN/mm), e de 30 mm de diâmetro (série A e C) a rigidez secante inicial foi de 67,1 kN/mm e 91,1 kN/mm (rigidez secante medida a 60% de  $P_{Rk}$  igual a 305,6 kN/mm, 240,6 kN/mm), respectivamente.

Como pode ser observado na literatura não há um modo claramente definido de como classificar um conector de cisalhamento quanto à sua rigidez, no entanto, autores citados anteriormente classificam os *studs* como um conector flexível e o Perfobond como rígido. Assim com os parâmetros levantados na Tabela 2-1, definiu-se neste trabalho, que os conectores que apresentarem uma rigidez secante inicial ( $S_{i(0,6P_{Rk})}$ ) medida a

60% de  $P_{Rk}$  igual menor ou igual a 200 kN/mm são classificados como flexíveis, e os demais, classificados como rígidos. Quanto à ductilidade, neste trabalho, recomenda-se a mesma classificação da EN 1994-1-1:2004, pela qual um conector de cisalhamento pode ser tomado como dúctil se o deslizamento característico ( $\delta_{uk}$ ) é pelo menos de 6 mm e, caso contrário, como frágil.

## 2.4 Transferência de carga

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 sugere que os conectores devem ser usados na região de introdução de cargas para garantir o fluxo de cisalhamento longitudinal entre o perfil de aço e concreto, determinado com base nas forças cortantes solicitantes de cálculo, sempre que as tensões na interface ultrapassem os valores da tensão de cisalhamento resistente de cálculo 0,4 MPa e 0,55 MPa para seções tubular retangular e circular preenchida com concreto, respectivamente. O fluxo de cisalhamento pode ser obtido considerando o concreto não fissurado e comportamento elástico, levando em conta a sequência de construção e os efeitos da retração e fluência.

Segundo a PN 02 125.03-004 no dispositivo 1 (Figura 1.5a) são usados parafusos (comuns ou de alta resistência) cujo espaçamento entre eixos, em qualquer direção, não pode ser inferior a seis vezes o seu diâmetro. A cabeça dos parafusos deve ser ponteadada com solda na face externa do perfil tubular, para evitar que esses se desloquem durante a concretagem do pilar. A força resistente de cálculo de cada parafuso deve ser tomada como o menor valor obtido das seguintes expressões:

$$V_{Rd} = l_b d_b \sigma_{c,Rd} \leq 5 d_b^2 \sigma_{c,Rd} \quad (2.13)$$

$$V_{Rd} = 0,4\pi \frac{d_b^2}{4} \frac{f_{ub}}{\gamma_{a2}} \leq 2,4 d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2.14)$$

onde  $l_b$  e  $d_b$  são o comprimento líquido e o diâmetro dos parafusos, respectivamente,  $t$  é a espessura da parede do tubo,  $f_u$  e  $f_{ub}$  são, respectivamente, a resistência à ruptura do tubo de aço e do parafuso e  $\sigma_{c,Rd}$  de ser obtido pela expressão

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck}, \quad (2.15)$$

tomando  $A_2/A_1$  igual a 4, sendo  $A_2$  a área carregada e  $A_1$  a área de apoio.

Starossek *et al.* (2008) e Starossek e Falah (2009) investigaram a transferência de força em pilares tubulares de aço preenchidos com concreto, por aderência e por meios mecânicos (utilizando parafusos M16), sob três condições de carregamento (carga aplicada somente no aço, somente no concreto e em ambos - ver Figura 2.40). A partir de medidas de deformação nos componentes de aço e de concreto, os autores conseguiram determinar se a repartição de carga entre os componentes é adequada. Os modelos tinham dimensão máxima da seção transversal (diâmetro) entre 168,3 mm e 244,5 mm.

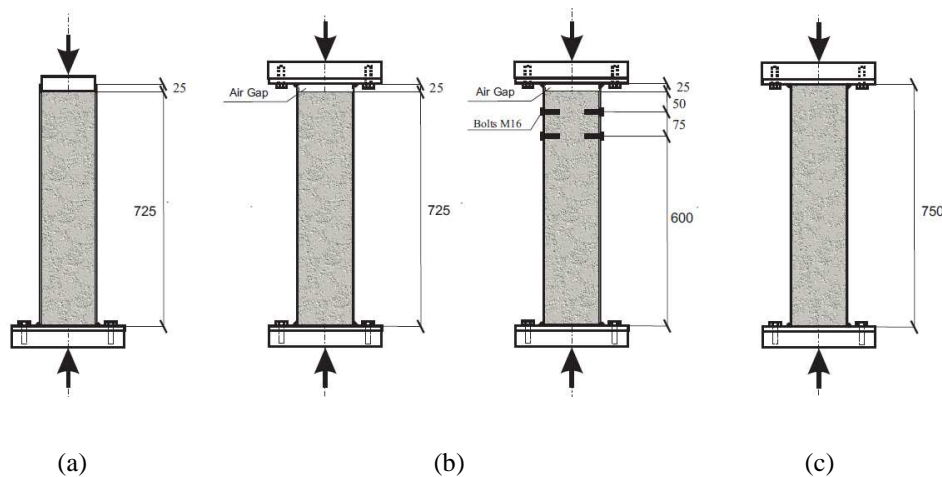


Figura 2.40. Tipos de carregamento realizados por Starossek *et al.* (2008): (a) no concreto; (b) no aço; (c) concreto e aço.

Modelos de elementos finitos de duas e três dimensões não lineares foram desenvolvidos para estudar a transferência de força entre o tubo de aço e o núcleo de concreto. O programa de elementos finitos não linear utilizado por Starossek *et al.* (2008) foi o ABAQUS. Materiais e propriedades geométricas do aço e concreto foram consideradas na análise. As comparações entre as análises de elementos finitos e resultados experimentais foram feitas para validação do modelo de elementos finitos.



Modelos bidimensionais axissimétricos foram usados para modelar o pilar em tubo de aço preenchido com concreto com seção transversal circular, com o carregamento sendo aplicado no aço e no concreto simultaneamente (Figura 2.40c) e somente no aço sem os conectores de cisalhamento (Figura 2.40b). Modelos tridimensionais foram usados para modelar um quarto (1/4) do tubo de aço preenchido com concreto de seção transversal quadrada com o carregamento sendo aplicado no aço e no concreto simultaneamente e nos tubos de seção transversal circular somente no aço com conectores de cisalhamento.

O núcleo de concreto, o tubo de aço e as placas no topo e na base foram modelados usando elemento sólido axissimétrico CAX4I. Esse elemento é definido por quatro nós com dois graus de liberdade em cada nó, e translação nas direções nodais  $z$  e  $r$  (Figura 2.41a). Devido à simetria dos pilares quadrados e circulares com conectores de cisalhamento, apenas um quarto do pilar é modelado utilizando elemento C3D8 (linear, tetraédrico sólido) mostrado na Figura 2.41b, que possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translações segundo os eixos ortogonais entre si:  $x$ ,  $y$  e  $z$ ).

Os elementos sólidos implementados no programa ABAQUS podem ser usados para análises não lineares envolvendo contato, plasticidade e grandes deformações.

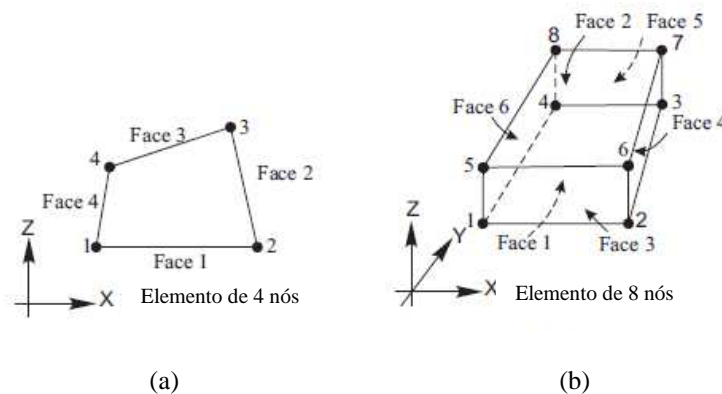


Figura 2.41. Elementos sólidos: (a) assimétrico 4 nós; (b) elemento sólido tridimensional de 8 nós.

As malhas de elementos finitos definidas para as seções circulares e quadradas são mostradas na Figura 2.42.

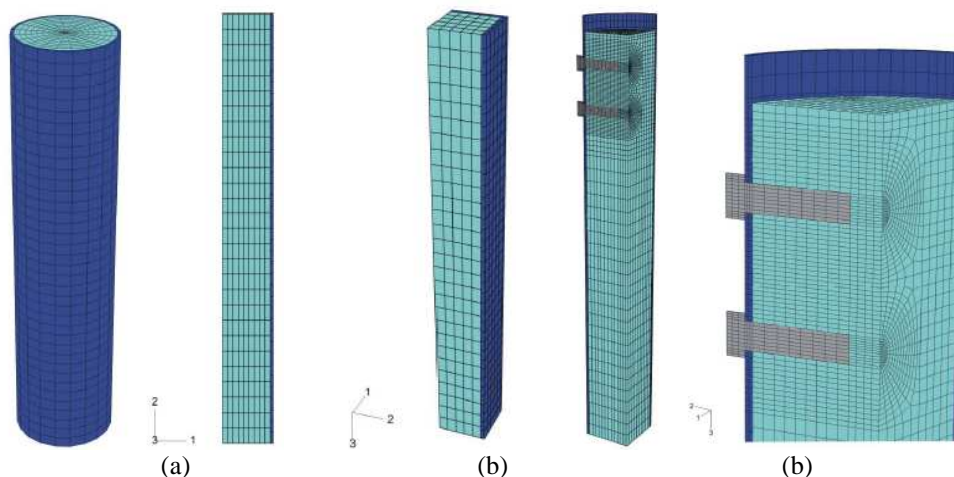


Figura 2.42. Malha elementos finitos (Satarossek *et al.*, 2008): (a) modelo bidimensional, (b) modelo tridimensional.

Starossek *et al.* (2008a) observaram uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais. Por meio dos parâmetros estudados, verificaram que o comportamento e a resistência dos parafusos de cisalhamento eram influenciados principalmente pela geometria do parafuso, propriedade do material do parafuso, espessura do tubo de aço e as propriedades do núcleo de concreto.

Starossek e Falah (2008b) relatam que em tubos de aço preenchidos com concreto (CFT), a transferência de carga a partir do tubo de aço para o núcleo de concreto depende da interação entre o aço e o concreto. Embora seja obtida a resistência desta ligação por meio de testes *push-out*, poucas são as informações sobre o comportamento real desta interação em pilares tubulares preenchidos com concreto. Segundo os autores os testes *push-out* não representam condições reais de carga em pilares tubulares preenchidos com concreto, e não são adequados para o estudo de transferência de carga. A transferência de carga apenas por aderência e atrito às vezes não é suficiente para permitir uma distribuição da forças entre a tubo de aço e o concreto. As normas vigentes para estruturas mistas recomendam o uso de conectores de cisalhamento mecânico caso as tensões calculadas na interface do pilar excedam um valor limite de 0,4 MPa para seções retangulares e 0,55 MPa para seções circulares. No entanto, não existem regras para se determinar como e onde os conectores de cisalhamento deveram ser instalados. Eles verificaram que a resistência da interação entre o tubo de aço e núcleo de concreto era de cerca de 0,8 N/mm<sup>2</sup> a 1,0 N/mm<sup>2</sup>. Os autores concluíram que conectores de cisalhamento são eficazes na transferência de carga entre o tubo de aço e o concreto, e a

resistência do concreto afetou significativamente a capacidade de transferência de carga dos conectores de cisalhamento. É importante destacar que o trabalho de Starossek e Falah (2008b) os parafusos M16 de 65 mm de comprimento, tinha rosca ao longo de todo seu comprimento e foram instalados em furos com rosca nos pilares tubulares.

Em relação à aplicação dos conectores pino com cabeça em pilares mistos, alguns comportamentos precisam ser evidenciados, como o aparecimento de forças de atrito adicionais (Figura 2.43). Segundo as normas EN 1994-1-1:2004 e ABNT NBR 8800:2008, as forças de atrito são decorrentes do impedimento da expansão lateral do concreto pelas mesas adjacentes do perfil de aço (o mesmo pode ocorrer em seções tubulares). Essas forças proporcionam uma resistência adicional  $\mu Q_{Rd}/2$  que deve ser somada à força resistente original dos conectores,  $Q_{Rd}$ .

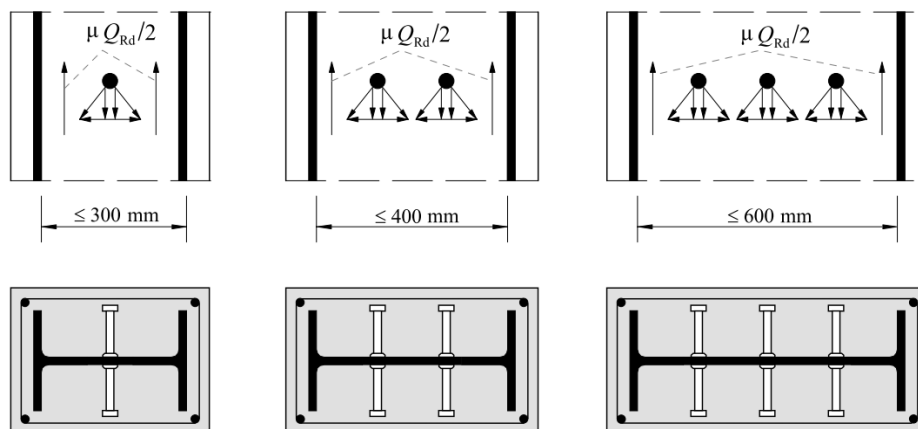


Figura 2.43. Forças de atrito adicionais devida a conectores pino com cabeça ( ABNT NBR 8800:2008).

As regiões de introdução de cargas como topo de pilar, ligação das vigas de piso com o pilar e emenda de pilar são pontos críticos no estudo de transferência de cargas em pilares mistos. Deve ser assegurada a repartição de cargas entre os componentes de aço e de concreto do pilar para que não ocorra escorregamento relativo entre os mesmos. Caso a aderência não seja suficiente para transferir o carregamento, devem ser usados conectores de cisalhamento para se obter transferência mecânica.

Caldas (2004) e Caldas *et al.* (2007) apresentam um revisão completa sobre os modelos analíticos desenvolvidos e atualmente empregados nas normas de dimensionamento que

tratam de pilares mistos. As seções mais usuais e abordadas nas normas americana (ANSI/AISC 360-10), europeia (EN 1994-1-1:2004) e brasileira (ABNT NBR 8800:2008) são os perfis I de aço envolvidos por concreto e os perfis tubulares retangulares ou circulares preenchidos com concreto.

Chaves (2001) realizou uma análise teórica e experimental das regiões de introdução de cargas em pilares mistos. Foi determinada a repartição de carga entre os componentes de aço e de concreto em quatro situações diferentes de introdução de carga em uma ligação entre viga de piso e pilar misto parcialmente envolvido com concreto. Também foram indicados processos construtivos que garantem a repartição prevista da carga, com o posicionamento adequado dos conectores. Ele concluiu que os métodos previamente propostos pela bibliografia, para a transferência de carga entre o aço e o concreto estavam corretos, pois a repartição de carga proporcionalmente às rigidezes axiais (Wium e Lebet, 1994) dos componentes de aço e de concreto deve ser usada apenas para a transferência de carga axial, no regime elástico, e em verificações de estados-limites de serviço. Já a repartição com base nas resistências plásticas dos componentes (apresentada por Chung e Narayana, 1994, e adotada pelas atuais normas de dimensionamento como a EN 1994-1-1:2004, ANSI/AISC 360-10 e a ABNT NBR8800:2008, também chamado de modelo de capacidade plástica por Jacobs e Hajjar, 2010), é válido não somente para a transferência da carga axial mas, também, do momento fletor entre o aço e o concreto, podendo ser utilizada para verificações de estados-limites últimos. Os resultados experimentais indicaram que o deslocamento relativo entre o aço e o concreto na região de introdução de carga em pilares mistos situa-se no intervalo de 0,5 mm a 1,0 mm. Acima desse intervalo há alterações substanciais na região da ligação como fissuração excessiva do concreto, deformação da mesa de aço e esmagamento do concreto.

Chaves (2001) também apresenta um levantamento das soluções construtivas para a transferência de carga. No topo do pilar, a carga pode ser introduzida simultaneamente nos componentes de aço e concreto, ou em cada um dos componentes individualmente, Figura 2.44.

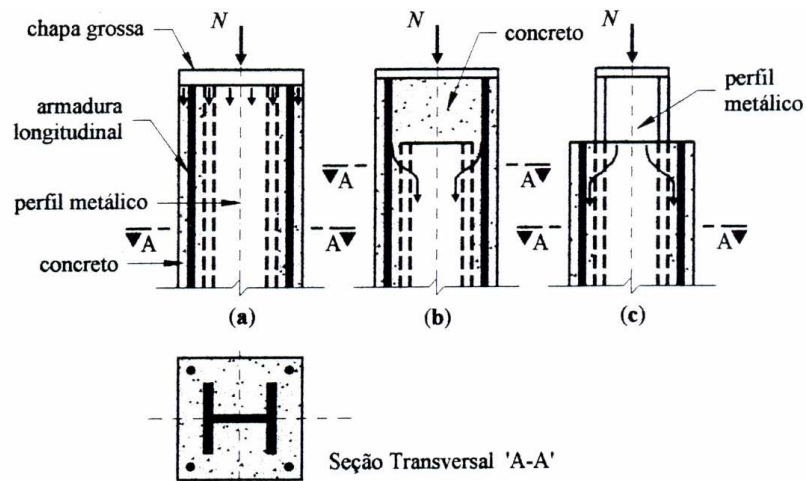


Figura 2.44. Diferentes situações de introdução de cargas no topo do pilar: (a) simultaneamente no aço e no concreto; (b) no concreto; (c) no aço (Chaves, 2001).

Para regiões de emenda (Figura 2.45), chapas de extremidades são soldadas em cada trecho do pilar. A continuidade das armaduras pode ser garantida por furos nas chapas.

Em ligações de vigas com pilares mistos preenchidos, várias soluções podem ser adotadas a partir da utilização de conectores pino com cabeça ou chapas, Figura 2.46.

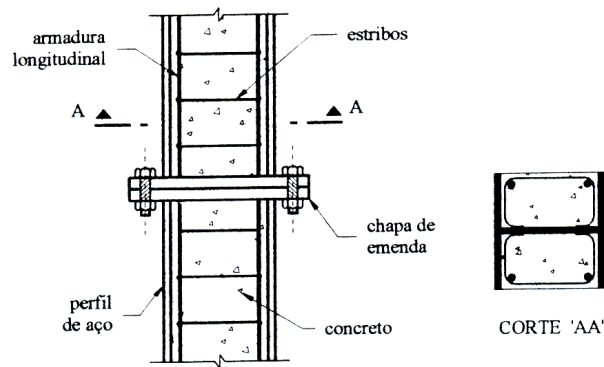


Figura 2.45. Emenda de pilares para uma seção metálica parcialmente envolvida com concreto (Chaves, 2001).

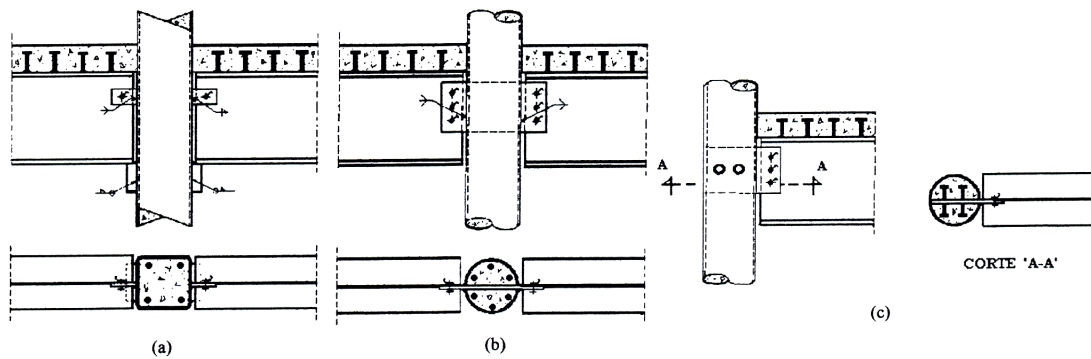


Figura 2.46. Detalhes da região de introdução de carga, para perfis tubulares preenchidos por concreto (Chaves, 2001).

Jacobs e Hajjar (2010) apresentam discussões sobre as propostas apresentadas no texto base de revisão ANSI/AISC 360-10, em relação à transferência de carga, no projeto de pilares mistos, juntamente com as pesquisas relacionadas. Segundo os autores, a revisão da norma expande os requisitos de transferência de carga em novas seções (seções I5, I6 e I7, inexistentes no ANSI/AISC 360-05). As revisões se referem à introdução de forças externas em um elemento misto, distribuição dessas forças entre os componentes do elemento misto, determinação da força de cisalhamento longitudinal a ser transferida e os dispositivos de transferência que podem ser utilizados. O trabalho apresenta exemplos de introdução de carga em pilares envolvidos e preenchidos (ver Figura 1.4 e Figura 2.47).

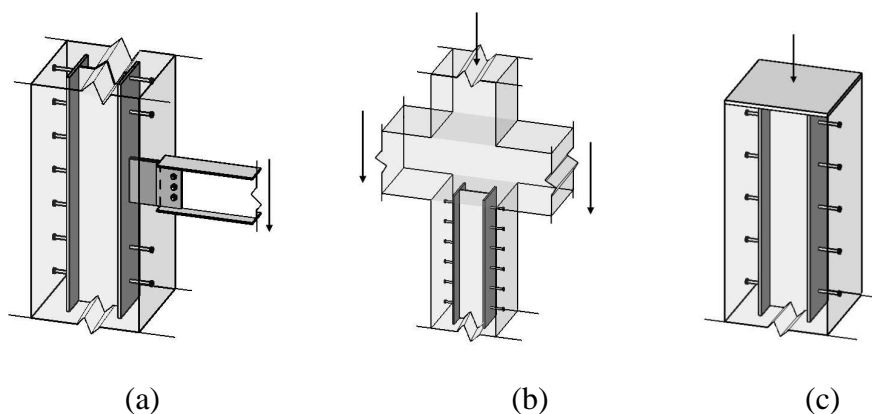


Figura 2.47. Exemplos de introdução de forças em pilares envolvidos: (a) com ligação no aço; (b) com ligação no concreto; (b) simultaneamente no aço e concreto (Jacobs e Hajjar, 2010).

O ANSI/AISC 360-10 prevê a possibilidade de transferência de carga por dois dispositivos, para pilares mistos envolvidos com concreto: por contato direto ou por

cisalhamento. Para pilares mistos preenchidos com concreto são previstos três dispositivos: contato direto, ligação por cisalhamento ou interação por aderência direta.

O contato direto refere-se ao uso de chapas ou similares na seção mista para transferir o cisalhamento longitudinal, conforme ilustrado na Figura 1.4 para um pilar preenchido com um anel de contato interno. Jacobs e Hajjar (2010) salientam que é recomendado que as chapas não tenham área de contato superior a 50% da área da seção mista com o objetivo de garantir uma boa concretagem.

Pallarés e Hajjar (2010) determinaram, a partir de uma detalhada revisão de dados experimentais, que conectores pino com cabeça sob cisalhamento em concreto normal, com uma relação mínima  $h/d$  (comprimento total sobre diâmetro do fuste) igual a cinco, falham devido à resistência do aço (antes da falha do concreto) em 80% dos testes. As pesquisas também indicaram que o uso da equação de resistência do aço ( $0,65A_{sc}f_u$ , onde  $A_{sc}$  é a área da seção transversal e  $f_u$  a resistência à ruptura) provê uma capacidade segura para as falhas que ocorrem no concreto. Para concretos leves, os pesquisadores encontraram resultados similares quando a relação mínima  $h/d$  é igual a sete.

Segundo Pallarés e Hajjar (2010), no AISC/ANSI 360-10, a interação por aderência direta é considerada apenas para pilares tubulares preenchidos com concreto e a norma assume que apenas uma ligação em uma face do perfil tubular está servindo como meio de introdução de carga e, dessa forma, 25% do perímetro do perfil tubular é eficiente na transferência do cisalhamento longitudinal. Quando elementos se ligam em diferentes pontos do pilar misto, a aderência direta deve ser verificada para cada ligação. Com o objetivo de melhorar a ação mista, é importante que a transferência do cisalhamento seja feita o mais rápido possível. Dessa forma o ANSI/AISC 360-10 especifica um comprimento de introdução de carga igual a duas vezes a dimensão transversal (ou diâmetro para seções tubulares circulares), ambas acima e abaixo da região de transferência de carga (Figura 2.48).

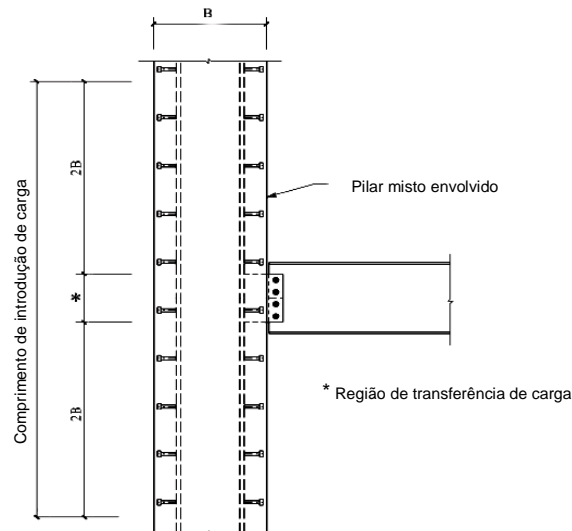


Figura 2.48. Comprimento de introdução de carga e região de transferência de carga.

A EN 1994-1-1:2004 apresenta prescrições relacionadas à transferência de carga por meio do contato direto de chapas com o concreto que preenche os pilares tubulares (Figura 2.49). As tensões no concreto devem ser limitadas na área de introdução da carga de acordo com a expressão

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left( 1 + \eta_{cL} \frac{t}{D} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (2.16)$$

onde  $t$  é espessura do tubo,  $D$  é o diâmetro do tubo,  $A_c$  é a seção transversal do componente concreto,  $A_1$  é área carregada abaixo das chapas (ver Figura 2.49),  $\eta_{cL}$  é igual a 4,9 e 3,5, respectivamente, para seções tubulares circulares e retangulares.



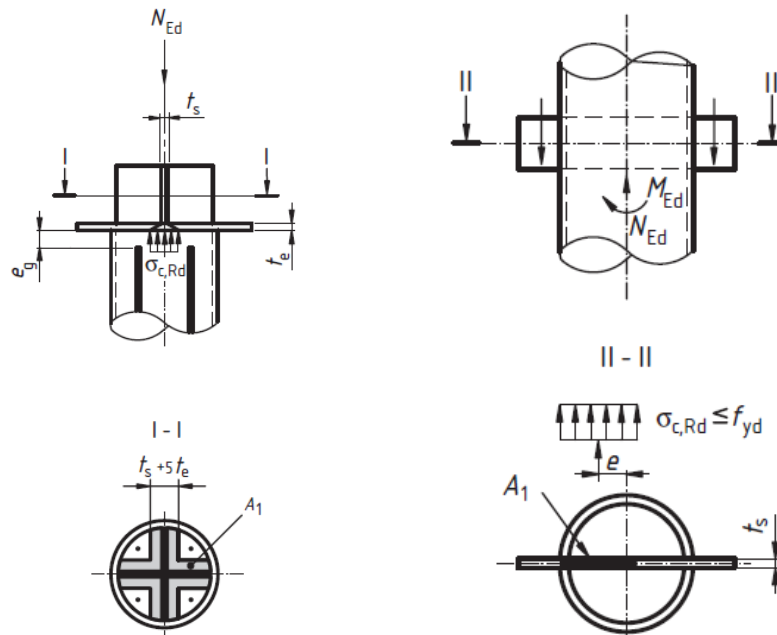


Figura 2.49. Seções tubulares preenchidas parcialmente carregadas.

Schneider e Alostaz (1996) apresentaram um estudo analítico e numérico não linear com elementos finitos em uma variedade de ligações (Figura 2.50) para tubos de aço preenchidos com concreto. O estudo numérico foi necessário para verificar as ligações que seriam adequadas a condições sísmicas. Foram estudados perfis tubulares circulares porque apresentam maior dificuldade de detalhamento em relação ao tubo quadrado. Modelos de análise foram gerados usando elementos finitos de casca de oito nós para os componentes de aço estrutural, e elementos sólidos de 20 nós para o núcleo de concreto. Para verificar a precisão dos modelos analíticos, os resultados foram comparados com dados de ensaios disponíveis na literatura. Os resultados numéricos sugeriram que as ligações que efetuavam a transferência de carga da viga para o núcleo de concreto podiam oferecer melhor desempenho sísmico do que as ligações que transferiam carga somente para o perfil. No entanto, a melhora no comportamento dependia do tipo de componente inserido no núcleo de concreto. Os autores concluíram que as ligações nas quais as vigas se estendiam através dos pilares mistos eram mais eficazes do que as demais.

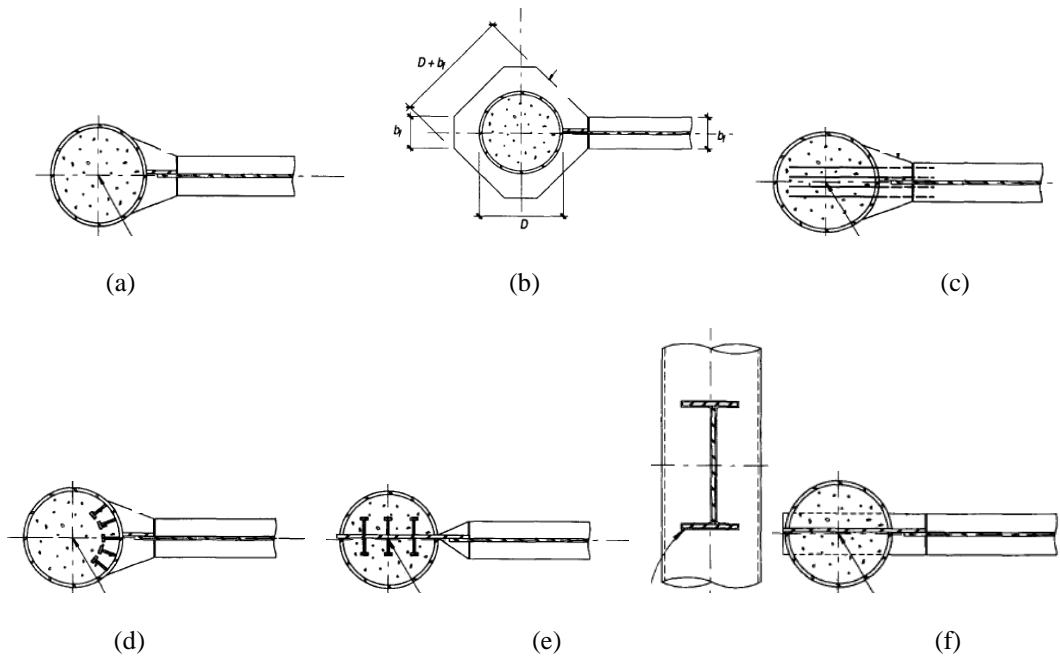


Figura 2.50. Modelos analisados por Schneider e Alostaz (1996): (a) Ligação simples; (b) Diafragma com chapas; (c) Barras de aço soldadas e ancoradas no concreto; (d) Pino com cabeça; (e) Pino com cabeça e chapa; (f) Seção transversal contínua através do pilar.

Ahn *et al.* (2011) propuseram três tipos de novas ligações entre apoios de concreto e estacas de aço para aplicação em pontes. Essas ligações possuem armaduras soldadas ao perfil (Figura 2.51a), armaduras através de furos no perfil (Figura 2.51b), pinos com cabeça soldados no perfil (Figura 2.51c), conectores Perfobond transversais ao eixo longitudinal do perfil (Figura 2.51d), e conectores Perfobond paralelos ao perfil (Figura 2.51e). Análises experimentais e numéricas via elementos finitos foram realizadas para avaliar o comportamento das ligações propostas. Os autores concluíram que as ligações com Perfobond apresentam um melhor comportamento sob esforços solicitantes, com um maior limite elástico.

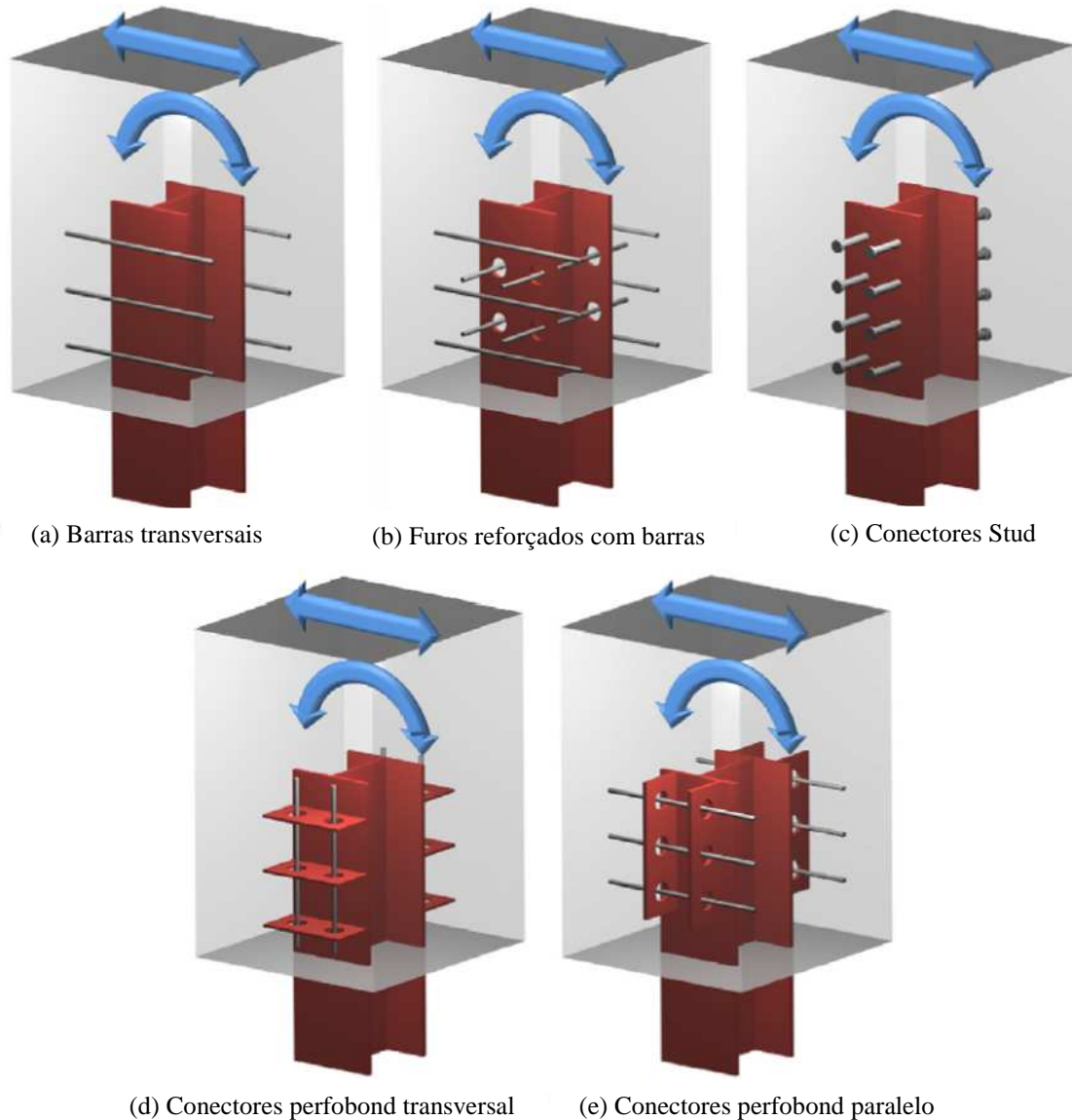


Figura 2.51. Conexões propostas por Ahn *et al.*, (2011).

Chin *et al.* (2008) descreveram um novo tipo de conector de cisalhamento, para ser fixado em vigas tubulares preenchidas com concreto, para aplicação na construção de pontes (Figura 2.52a). Esse tipo de conector perfobond é chamado aqui de conector perfobond com crista (Figura 2.52b).

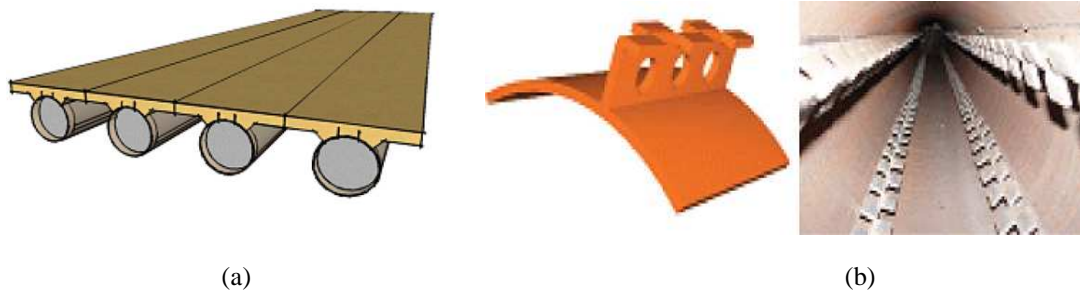


Figura 2.52. Conector de cisalhamento (Chin *et al.*, 2008): (a) Sistema estrutural, (b) Conector perfobond com crista.

Chin *et al.* (2008) analisaram o comportamento à flexão da viga tubular de aço preenchido com concreto que utiliza os conectores perfobond com crista para transferência de carga (Figura 2.53a b). Uma série de amostras foram testadas com o objetivo de estudar a capacidade resistente do conector. Os resultados mostraram que os tubos de aço preenchido com concreto apresentam boa ductilidade. Investigações adicionais comprovaram que o novo conector perfobond com crista apresenta boa resistência à fadiga.

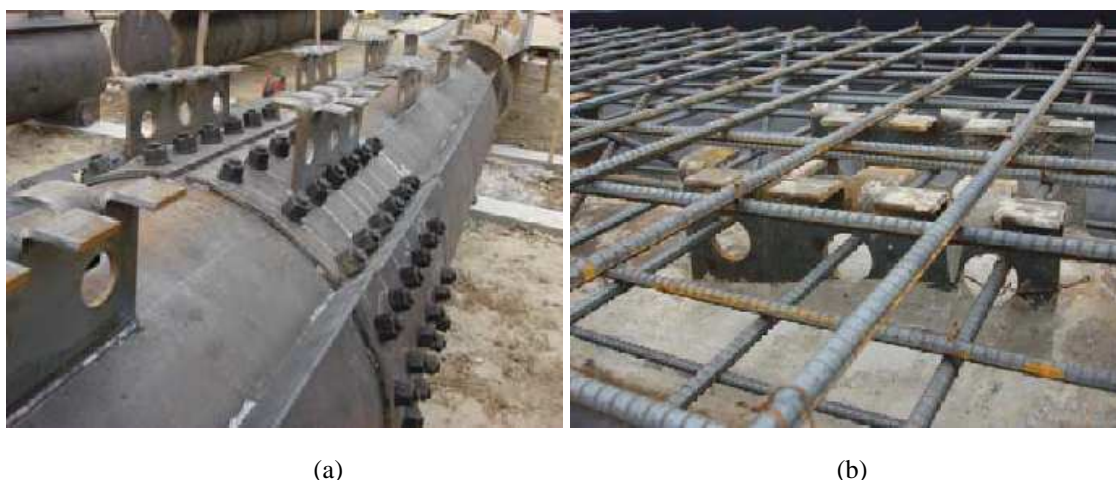


Figura 2.53. Viga tubular (Chin *et al.*, 2008): (a) Conectores e ligação parafusada; (b) Disposição do conector entre as armaduras da laje.

Nguyen e Kim (2009) desenvolveram um modelo não linear de elementos finitos para investigar a capacidade resistente dos conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça (*stud*), com diferentes diâmetros e resistências do concreto, em uma laje maciça. As não linearidades dos materiais (*stud*, concreto, viga de aço e armadura) foram incluídos no modelo de elementos finitos. Os resultados obtidos a partir da análise via elementos finitos foram comparados com os resultados experimentais de outras pesquisas. Um estudo paramétrico extenso foi conduzido para estudar o efeito do

diâmetro do *stud* e resistência do concreto sobre a capacidade resistente e o comportamento da ligação de cisalhamento. A capacidade resistente e a ductilidade da ligação de cisalhamento obtidas a partir da análise via elementos finitos foram comparadas com as especificadas na EN 1994-1-1:2004 e AASHTO LRFD. Observou-se que as especificações da AASHTO LRFD superestimou a resistência dos *studs* com grande dimensões (cerca de 27%), enquanto que os resultados da EN 1994-1-1:2004 eram geralmente conservadores para diâmetros de 22 mm, 25 mm e 27 mm, e não conservador para o diâmetro de 30 mm (cerca de 8,7%, exceto nos casos em que o concreto era de alta resistência 50MPa e 60 MPa). O modelo constitutivo “*Concrete Damage Plasticity*” disponível na biblioteca de materiais do ABAQUS foi usado para modelar o concreto na simulação dos ensaios *push-out*. Esse modelo é adequado para materiais com diferentes resistências na tração e compressão, e as curvas de tensão *versus* deformação são tratadas separadamente para cada caso. Com este trabalho os autores concluíram que os conectores do tipo pino com cabeça possuem ductilidade suficiente para aplicação em pontes mistas.

Qureshi *et al.* (2011) desenvolveram um modelo tridimensional de elementos finitos, utilizado para investigar a influência da posição do conector de cisalhamento do tipo pino com cabeça e a espessura da forma de aço de lajes mistas (*steel deck*) sobre a resistência, ductilidade, e os modos de falha do pino com cabeça. O comportamento do material foi definido em termos das propriedades elásticas, plásticas e de tração e compressão. As propriedades elásticas foram especificados de acordo com a EN 1992-1-1:2004. O coeficiente de Poisson e a densidade do concreto foram tomados como 0,2 e 2400 kg/m<sup>3</sup>, respectivamente. Um total de 240 ensaios *push-out* foram analisados e os resultados mostraram que a espessura da fôrma de aço influenciou na resistência ao cisalhamento dos *studs* colocados nas posições mais desfavorável, favorável (Figura 2.54) e central. Os conectores de cisalhamento são considerados mais resistentes na posição favorável e menos resistentes na posição desfavorável, por causa da maior porção de concreto submetido à compressão situado na frente do *stud*, favorável à sua direção de carga. A resistência do conector de cisalhamento colocado na posição desfavorável aumentou em até 30% quando a espessura das fôrmas de aço foi aumentada. Equações de resistência para os *studs* colocados nas condições desfavorável e central foram propostas. O comportamento força *versus* deslizamento dos *studs* na

posição desfavorável foi mais dúctil do que os *studs* na posição favorável, com deslizamentos de 2 a 4 vezes maior.

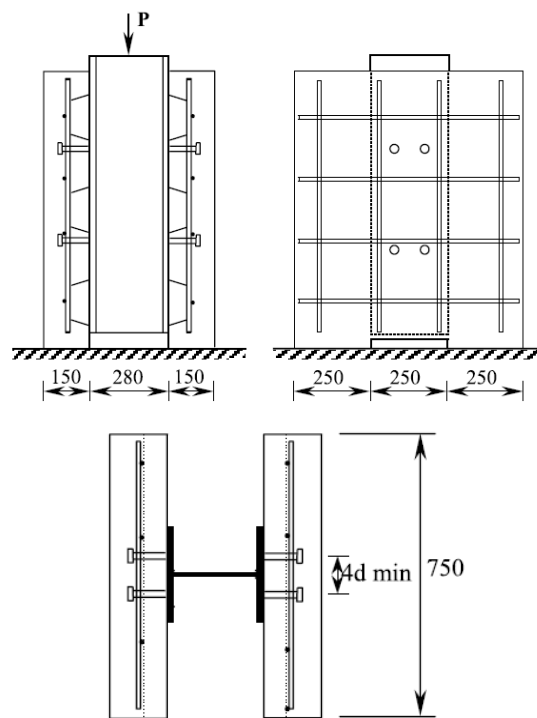


Figura 2.54. Ensaio *push-out* com conectores de cisalhamento localizados na posição favorável (Qureshi *et al.* 2011).

## 2.5 Trabalhos sobre confinamento do concreto

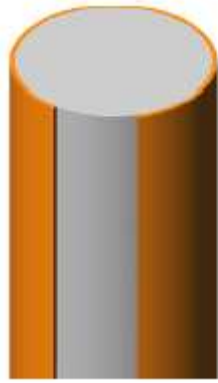
A seguir apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre o confinamento do concreto, com intuito de identificar quais são as variáveis que têm influência no comportamento do concreto confinado. Dessa forma, seria possível utilizar de maneira adequada um dos modelos constitutivos para concretos, encontrados na biblioteca do programa ABAQUS. No caso do aço, revisão similar não foi necessária, uma vez que sabe-se que os modelos de plasticidade, que consideram o critério de von Mises, são bastante adequados para simulação numérica de estruturas de aço.

O concreto é um material composto e heterogêneo. Sua composição consiste em agregados graúdos e argamassa, que contém uma mistura de água, cimento e agregados miúdos. O comportamento físico do concreto é muito complexo, dependente da estrutura de sua composição, incluindo a relação água/cimento, a relação

cimento/agregado, a forma e tamanho do agregado, tipo de cimento usado e a condições do processo de cura.

Os pilares de concreto podem estar submetidos a um estado triaxial de tensões, por causa do confinamento proporcionado por reforços transversais. Esses reforços podem ser estribos com pequeno espaçamento, tubos de aço, ou ainda tubos (faixas) de materiais compósitos. Em todos esses casos, os reforços transversais geram confinamento passivo. Assim, para baixas intensidades de força aplicada, a expansão lateral do concreto é desprezável; conseqüentemente, o reforço transversal praticamente não é solicitado e o comportamento do concreto é semelhante ao do concreto não confinado. Com a elevação da força para intensidades próximas da resistência uniaxial do material, o processo de microfissuração se intensifica, a expansão lateral aumenta rapidamente e, então, o reforço transversal é solicitado intensamente, proporcionando confinamento ao concreto.

Segundo Shams e Saadeghvaziri (1997), Schneider (1998) e Shanmugam e Lakshmi (2001), apenas os pilares de seção circular apresentam um acréscimo considerável de resistência devido ao estado triaxial de tensões (Figura 2.55a). Esse acréscimo considerável não é percebido nos pilares de seção quadrada e retangular, como apresentado na Figura 2.55b. Isso porque os lados dos pilares de seção quadrada não são rígidos o suficiente para resistir à pressão exercida pelo concreto em expansão, o que faz com que, apenas o concreto situado na porção mais central e nos cantos da seção quadrada esteja confinado.



a) Seção circular



b) Seção quadrada

Figura 2.55. Efeitos da seção transversal em pilares mistos preenchidos (Oliveira e El Debs 2009).

O comportamento do concreto confinado também aumenta a resistência ao contato. Quando o concreto apresenta área suporte maior do que a área carregada, o concreto do entorno confina a área carregada, também chamada de área de contato, resultando em aumento de resistência. Esse comportamento foi estudado por Hawkins (1968) e normas como o ACI 318-08, ABNT NBR 6118:2003 e ABNT NBR 8800:2008 apresentam equações que consideram esse efeito. Um exemplo é a expressão da ABNT NBR 8800:2008

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck}, \quad (2.17)$$

onde  $A_1$  é a área carregada sob o apoio,  $A_2$  é a área da superfície do concreto,  $\gamma_c$  é um coeficiente de ponderação do concreto e  $\gamma_n$  é um coeficiente de comportamento.

Segundo a norma europeia EN 1992-1-1:2004, quando o concreto está submetido ao confinamento, uma relação tensão *versus* deformação, mostrada na Figura 2.56, pode ser utilizada para simular o aumento da resistência característica e as deformações do concreto.



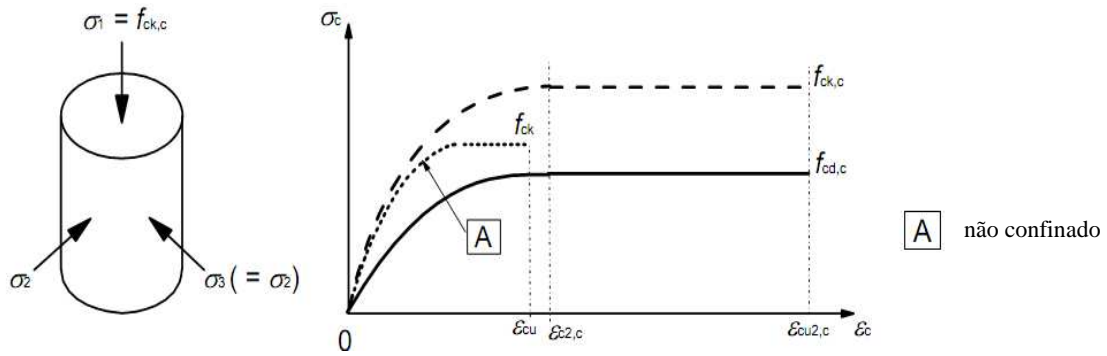


Figura 2.56. Relação tensão *versus* deformação para o concreto confinado (EN1992-1-1:2004).

O acréscimo de resistência, mostrado na figura, tem por base as expressões:

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,000 + 5,0\sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{para} \quad \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

e

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,50\sigma_2 / f_{ck}) \quad \text{para} \quad \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

onde

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad \text{e} \quad \epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2\sigma_2 / f_{cd}$$

Nas expressões anteriores,  $\sigma_2$  que é igual a  $\sigma_3$ , são as tensões efetivas de compressão lateral no estado-limite último devido ao confinamento, e  $\epsilon_{c2}$  e  $\epsilon_{cu2}$  são valores obtidos pela Tabela 3.1 da EN 1992-1-1:2004.

Muciaccia *et al.* (2010) avaliaram tubos de aço preenchido com concreto submetido a um carregamento excêntrico, sendo o concreto utilizado de três tipos diferentes: (i) concreto normal vibrado, (ii) concreto auto adensável, e (iii) concreto auto adensável expansivo. Os resultados analíticos e experimentais mostraram que o comportamento dos pilares submetidos a cargas excêntricas era dado pela interação de momento fletor e carga axial, na qual a capacidade de carga axial do pilar era obtida em função da geometria e das propriedades mecânicas dos materiais. Um procedimento numérico foi proposto para avaliar o aumento da capacidade axial, sob carga centrada, devido ao confinamento do concreto. Os autores concluíram que a capacidade axial do pilar pode ser avaliada conforme a EN 1994-1-1:2004, com ligeiras modificações relacionadas ao confinamento do concreto.

Segundo Morino e Tsuda (2001), as principais vantagens do tubo de aço preenchido com concreto é que a flambagem local do tubo é adiada pela contenção do concreto, e a resistência do concreto é aumentada pelo efeito do confinamento resultante da contenção lateral do concreto pelo tubo de aço. No caso dos pilares tubulares com dispositivos como anéis reforçadores e diafragmas internos, as principais desvantagens são que não há como inserir armadura dentro do tubo e nem como adensar o concreto fresco. A dificuldade de adensamento do concreto pode criar um ponto fraco, como espaços vazios, abaixo dos dispositivos reforçadores e diafragmas.

Mirmiran e Shahawy (1997) realizaram ensaios em 54 pilares de plástico reforçado com fibra (FRP) preenchido com concreto, sob compressão uniaxial e com controle de deslocamento. Com esses ensaios, os autores conseguiram determinar a variação do coeficiente de Poisson tangente do concreto, pois sabe-se que a relação do coeficiente de Poisson para concreto permanece na faixa de 0,15 a 0,22, até aproximadamente  $0,7f_{ck}$ . No entanto, os autores verificaram que na fase instável do esmagamento do concreto, essa relação assume valores superiores a 0,5.

De acordo com Feensta *et al.* (1998), o coeficiente de Poisson de um material é determinado experimentalmente através do deslocamento lateral de uma amostra quando submetida a ensaios de compressão ou tração. Segundo os autores, dados experimentais sobre o coeficiente de Poisson do concreto sob compressão indicam um aumento do coeficiente de Poisson de 0,15 para aproximadamente 0,5 na região da falha do concreto. O comportamento do concreto nessa região influencia a capacidade resistente à carga axial obtida em análises tridimensionais de estruturas de concreto armado.

Starossek e Falah (2008b) observaram que o tipo de concreto não tinha efeito sobre a resistência da ligação, e a idade do concreto tem uma pequena influência na resistência. No modelo analítico, os autores consideraram o coeficiente de Poisson igual a 0,5 para o concreto e 0,3 para o aço, e observaram uma boa concordância dos resultados analíticos com os experimentais e numéricos.

# 3 MODELO NUMÉRICO

## 3.1 Generalidades

Os métodos numéricos, com destaque para o Método dos Elementos Finitos (MEF), tornaram-se uma poderosa ferramenta para análise de estruturas. Os ensaios em escala real desempenham um papel significativo nas pesquisas sobre estruturas, no entanto, eles são, em geral, dispendiosos e demorados. Assim, a análise numérica via MEF torna-se fundamental, pois fornece informações complementares aos estudos experimentais.

Neste trabalho, conforme já comentado, será realizada uma análise numérica via MEF para simular o comportamento de um dispositivo de transferência de carga em pilares mistos tubulares de aço preenchidos com concreto, usando o programa computacional comercial ABAQUS (*Simulia Corp.*, 2010). O ABAQUS possui uma extensa biblioteca de elementos finitos que podem modelar adequadamente qualquer geometria, além de uma extensa lista de modelos para o comportamento de materiais que, por sua vez, são capazes de simular a maioria daqueles utilizados na engenharia de estruturas. Os elementos sólidos implementados no programa, podem ser usados para análises não lineares complexas envolvendo contato, plasticidade e grandes deformações.

De acordo com Castro e Silva (2006), o programa ABAQUS se baseia na aproximação das condições de equilíbrio de um corpo sob o ponto de vista Lagrangiano, ou seja, cada ponto material do corpo é analisado, sendo uma função do tempo e de suas coordenadas, e as equações de equilíbrio são obtidas a partir do princípio dos trabalhos virtuais.

Neste trabalho, serão realizadas análises numéricas não lineares do dispositivo que utiliza parafusos para assegurar a resistência ao cisalhamento longitudinal na interface entre o perfil tubular e o núcleo de concreto que consta de um texto-base de norma para o projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto com perfis tubulares (PN 02 125.03-004). Os resultados consistirão de curva força *versus*

deslizamento relativo que contém as informações necessárias para caracterizar o conector utilizado em termos de capacidade resistente, rigidez e ductilidade.

### 3.2 Propriedades dos materiais e elemento finito utilizado

Primeiramente, procurou-se simular o comportamento do concreto confinado, uma vez que este resulta em uma modificação da relação tensão *versus* deformação. Quanto maiores as tensões que confinam o concreto maior será sua resistência e ductilidade. Outras características básicas do material podem ser consideradas como não afetadas, como por exemplo, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade. Na prática, o confinamento do concreto poderá ser simulado pela submissão do concreto ao enclausuramento, que elevará às tensões laterais devido à contenção da expansão lateral.

Para a compressão, a relação tensão *versus* deformação utilizada para o concreto (Figura 3.57) foi a recomendada pelo EN 1992-1-1:2004, adaptada conforme equações apresentadas a seguir:

$$\sigma_c = f_{ck} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{para} \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.1)$$

$$\sigma_c = 1.01 f_{ck} \quad \text{para} \quad \varepsilon = 0,01 \quad (3.2)$$

onde  $n$ ,  $\varepsilon_{c2}$ ,  $\varepsilon_{cu2} = 0.0032$  para  $f_{ck} \leq 50$  MPa, estes valores são obtidos da tabela 3.1 da EN 1992-1-1:2004.

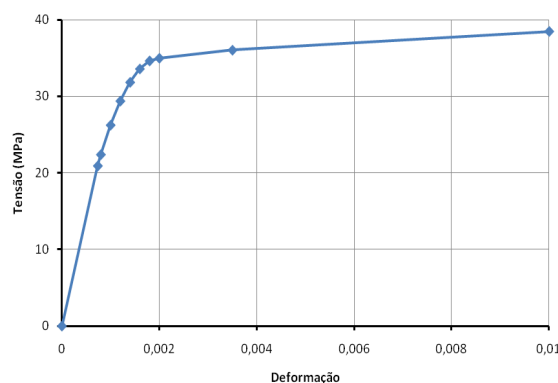


Figura 3.57. Diagrama tensão *versus* deformação do concreto ( $f_{ck} = 35$  MPa) submetido à compressão.

Para validação dos elementos finitos e do modelo constitutivo utilizado, foram modelados corpos de prova cilíndricos de concreto com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, com o mesmo elemento finito sólido que será utilizado para modelar o dispositivo de transferência de carga (elemento C3D8). Para garantir uma simulação adequada do concreto confinado no ABAQUS, foram feitos estudos aplicando diferentes tensões de compressão lateral (1 MPa, 5 MPa, 10 MPa e 15 MPa), para verificar se os resultados do modelo numérico estavam tendo uma boa concordância com os resultados do modelo analítico do EN 1992-1-1:2004, dado pelas expressões (3.1) e (3.2), com a consideração do confinamento conforme expressões consideradas no item 2.5 deste Trabalho. Dessa forma, foram ajustados os parâmetros do modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* até chegar à relação na qual os resultados numéricos melhor se aproximavam do EN 1992-1-1:2004. A Figura 3.58 mostra os resultados obtidos.

O método utilizado neste trabalho para a análise não linear foi o método de *Ricks* modificado, que segundo Castro e Silva (2006) permite obter estados de equilíbrio estático durante uma fase instável de resposta da estrutura, que é usado para o caso em que o carregamento é incremental. A consideração da não linearidade do material é feita pela adoção de um diagrama tensão versus deformação que represente adequadamente o comportamento do aço na região plástica.

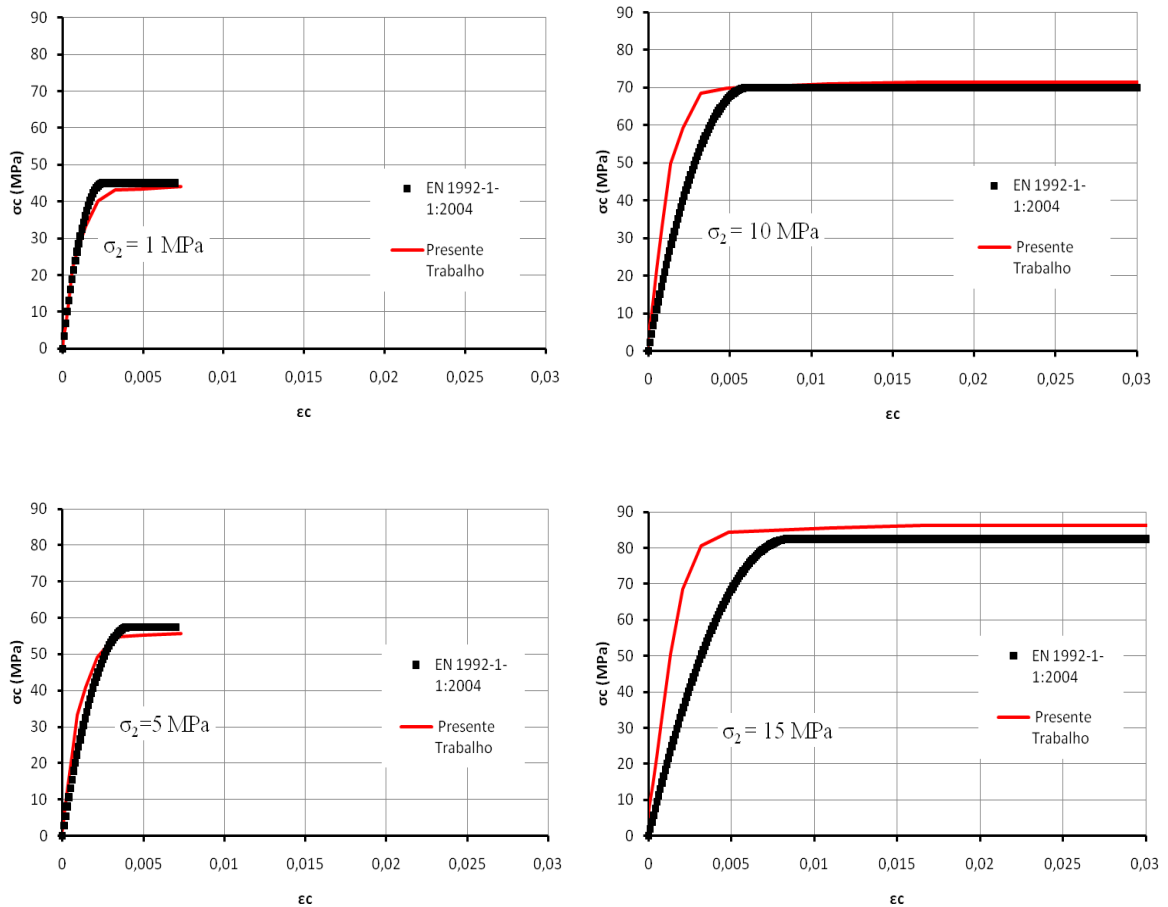


Figura 3.58. Estudo do confinamento do concreto ( $f_{ck}=40$  MPa) submetido à compressão variando  $\sigma_2$ .

Para tensões laterais de até 5 MPa (12,5% do  $f_{ck}$ ), os resultados numéricos apresentam boa concordância em relação a rigidez e resistência. Para  $\sigma_2$  igual a 10 e 15 (25% e 37,5% do  $f_{ck}$ ) os resultados apresentam boa aproximação para a resistência, porém, a rigidez apresenta uma maior diferença. Deve-se mencionar que a carga foi incrementada juntamente com a tensão lateral, o que diminui as deformações devido ao efeito de Poisson. Na tração, a relação tensão *versus* deformação considera comportamento linear até a tensão de 10% do  $f_{ck}$  com módulo de elasticidade igual ao módulo inicial na compressão. A relação é limitada a uma tensão igual a 20% do  $f_{ck}$  associada a uma deformação de 0,29.

A seguir na Figura 3.59 pode-se observar a relação tensão *versus* deformação adotada juntamente com o resultado numérico obtido a partir de um corpo de prova cilíndrico com  $f_{ck} = 40$  MPa, para o concreto submetido a tração.

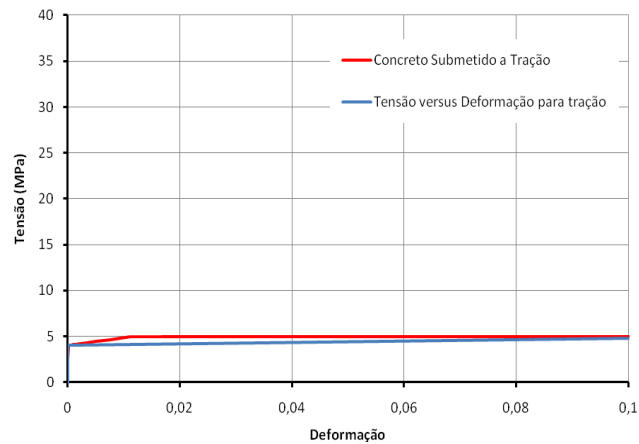


Figura 3.59. Concreto com  $f_{ck} = 40$  MPa, submetido a tração.

Para a elaboração do modelo numérico o tipo de elemento usado foi o C3D8 (linear, tetraédrico sólido), que possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translações segundo os eixos ortogonais entre si: x, y e z).

A Figura 3.60 apresenta a ordenação dos nós e a numeração das faces do elemento sólido C3D8.

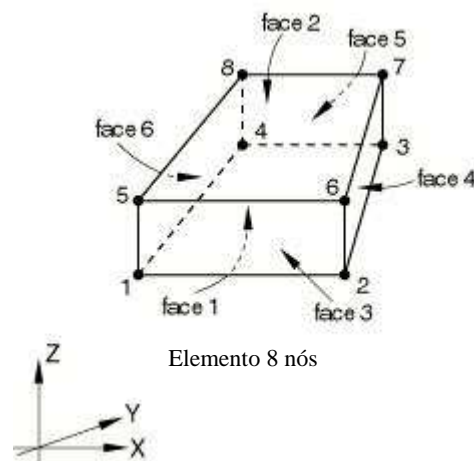


Figura 3.60. Elemento C3D8. (Simulia Corp., 2010)

Para o aço dos perfis tubulares, foi considerado o diagrama tensão *versus* deformação mostrado na Figura 3.61, com módulo de elasticidade  $E$  igual a 210168 MPa, resistência ao escoamento  $f_y$  de 487 MPa e resistência à ruptura  $f_u$  de 594 MPa (dados do trabalho

de Starossek *et al.*, 2008a, utilizado nas validações). No diagrama, adotou-se uma imperfeição que limita o trecho linear elástico do diagrama até a tensão correspondente a 85% da resistência ao escoamento ( $f_y$ ). A imperfeição do diagrama, que considera vários efeitos, como tensões residuais do aço, imperfeições de concretagem e apoio dos modelos experimentais, ou outros efeitos que não foram considerados diretamente no modelo numérico, foi definida a partir de análises iniciais com valores de 90, 85, 80, 75 e 70% de  $f_y$ . Observou-se que o valor de 85% era adequado em comparação aos resultados experimentais (dos dispositivos de transferência de carga) obtidos por Starossek *et al.* (2008a). As deformações correspondentes ao final de cada trecho foram definidas com base no diagrama tensão *versus* deformação dos aços de alta resistência e baixo carbono apresentado por Salmon e Johnson (1990).

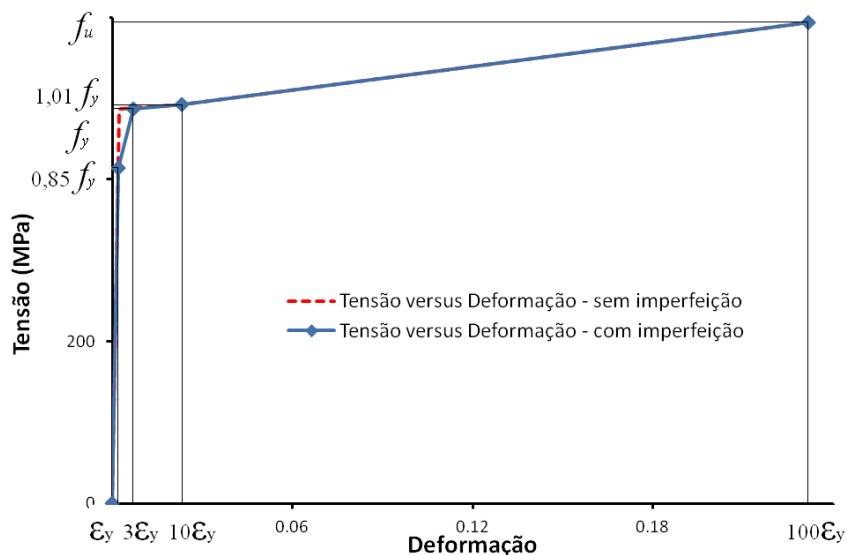


Figura 3.61. Diagrama tensão *versus* deformação do aço.

Para o aço do parafuso, utilizou-se o mesmo diagrama do aço do perfil tubular, sem imperfeição. Na Figura 3.62 tem-se a relação tensão *versus* deformação usada para o aço do parafuso com a resistência ao escoamento  $f_y$  igual a 300 MPa e a resistência à ruptura  $f_u$  igual a 500 MPa. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson são tomados como 210000 MPa e 0,3, respectivamente.



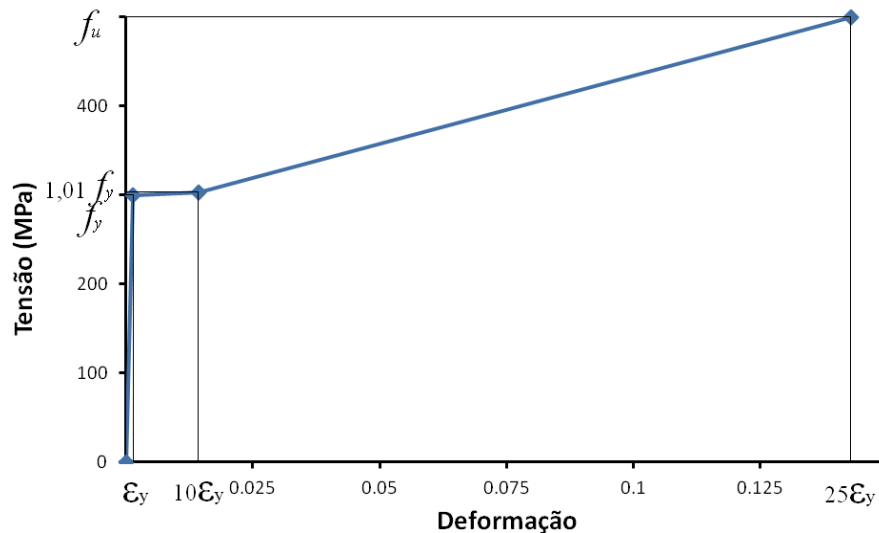


Figura 3.62. Diagrama tensão *versus* deformação para o aço do parafuso.

Considerando encruamento isotrópico e superfície de escoamento de von Mises, o modelo pode levar em conta o comportamento inelástico não linear do aço.

### 3.3 Validação do modelo numérico

Os resultados experimentais e numéricos obtidos por Starossek *et al.* (2008a,b) e Starossek e Falah (2009) foram tomados como referência para validação do modelo numérico desenvolvido neste Trabalho. Foi elaborado um modelo tridimensional considerando a não linearidade geométrica e de material, com ou auxílio do programa computacional ABAQUS. Foi modelado um perfil tubular com dimensões de 168,3x5mm e 750 mm de comprimento preenchido com concreto, deixando uma folga de 25 mm entre o topo do tubo de aço e o topo do núcleo de concreto com o objetivo de se ter a mesma geometria dos modelos experimentais mostrados na Figura 3.63.

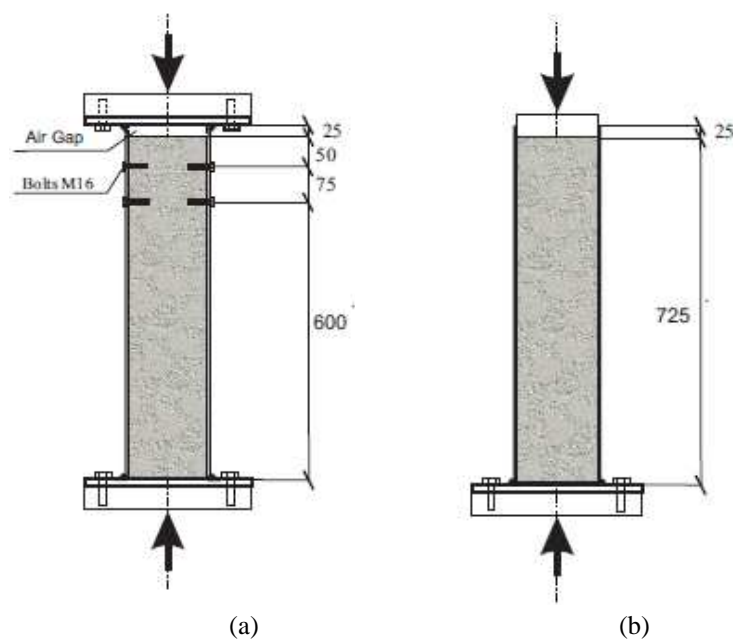


Figura 3.63.(a) Carga aplicada somente no aço, modelo “Sc”, e (b) modelo “SP” com carga aplicada somente no concreto (Starossek *et al.*, 2008a).

Conforme apresentado na Figura 3.63, para os modelos identificados com a sigla “Sc”, a carga foi aplicada somente no topo do perfil de aço e para os modelos identificados com a sigla “SP”, a carga foi aplicada somente no concreto. As interações na superfície de contato entre as partes do modelo podem ocorrer nas direções tangenciais e normais à superfície. Para os modelos “C1-UD-4B-Sc” (com carga aplicada no perfil de aço indicado pela sigla “Sc”, interfaces engraxadas, sigla “UD”, e com 4 parafusos para transferência de carga, sigla “4B”) e “C1-UD-2B-Sc” (com carga aplicada no perfil de aço indicado pela sigla “Sc”, interfaces engraxadas, sigla “UD”, e com 2 parafusos para transferência de carga, sigla “2B”), na direção tangencial, considerou-se que o deslizamento entre o núcleo de concreto e o tubo é livre, simulando um coeficiente de atrito nulo. Na direção normal, o modelo de interação considera as tensões de compressão entre as partes e permite a separação entre as mesmas, caso a interface seja tracionada. No modelo “C1-SP2” (com carga aplicada no núcleo de concreto, indicado pela sigla “SP”) foi utilizado um coeficiente de atrito na interface entre o tubo de aço e o núcleo de concreto que leva em conta o atrito entre as partes.

Devido a simetria e ao tipo de elemento usado, apenas um quarto dos modelos analisados por Starossek *et al.* (2008a,b; 2009) foram modelados a fim de otimizar o tempo de processamento.

Os nós na superfície inferior do perfil de aço têm todos os graus de liberdade impedidos, enquanto os nós da superfície superior têm liberado somente o deslocamento ao longo do comprimento do pilar (direção longitudinal). Na superfície inferior do concreto os nós são contidos apenas na direção longitudinal, ou seja, na direção do comprimento do núcleo de concreto. Devido à modelagem de apenas um quarto do modelo, todos os nós do componente concreto, do tubo de aço, e dos parafusos, situados nos planos de simetria, são contidos perpendicularmente a esses planos, como mostra a Figura 3.64.

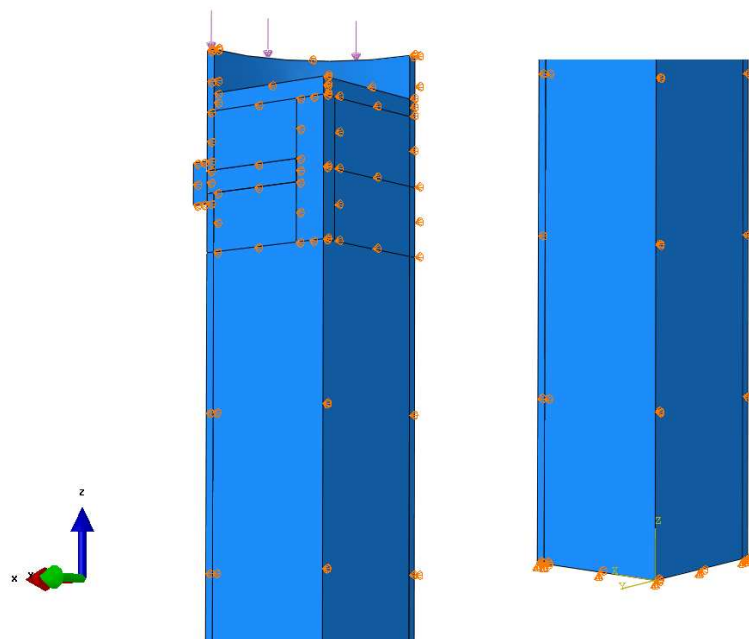


Figura 3.64. Condições de contorno do modelo C1-UD-2B-Sc.

Os parafusos utilizados por Starossek *et al.* (2008a,b; 2009) foram do tipo M16 com rosca ao longo de todo seu comprimento. Furos com rosca foram feitos a partir do exterior dos tubos para instalação dos parafusos.

No modelo numérico, devido à rosca do parafuso, considerou-se uma diminuição do diâmetro nominal do parafuso. Segundo a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, a capacidade resistente do parafuso, quando o plano de corte passa pela rosca, é função da área efetiva ao cisalhamento, igual a aproximadamente 0,666 da área da seção transversal nominal do parafuso. A ABNT NBR 8800:2008 apresenta a expressão:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (3.3)$$

que pode ser reescrita como

$$F_{v,Rd} = \frac{(0,666A_b)(0,6f_{ub})}{\gamma_{a2}} \quad (3.4)$$

O coeficiente 0,4 da Eq. (3.3) foi separado, na Eq. (3.4), nos valores 0,6, que está relacionado à falha do aço por cisalhamento, e o valor 0,666, foi considerado como a parcela que corrige a área nominal para a área efetiva do parafuso ao cisalhamento. Dessa forma, como não foi modelada a rosca do parafuso, utilizou-se um diâmetro efetivo para o parafuso de:

$$d_e = d_n \sqrt{0,6667} \quad (3.5)$$

onde  $d_n$  é o diâmetro nominal do parafuso.

Nos modelos com conectores de cisalhamento (parafusos) é considerado um alto coeficiente de atrito, igual a 1,0, entre o parafuso e o núcleo de concreto, simulando assim o efeito da rosca. Na interface entre o parafuso e tubo de aço, o modelo considera que os nós adjacentes possuem os mesmos deslocamentos (interação completa).

Em uma faixa ao redor dos parafusos, delimitada por planos transversais localizados 40 mm acima e abaixo da região dos parafusos, foi utilizada uma malha com elementos de dimensão máxima igual a 5 mm (em todas as direções) tanto para o tubo de aço quanto para o núcleo de concreto. Nas demais regiões foram utilizados elementos de dimensão máxima igual a 5 mm quando medidos em um plano perpendicular ao eixo longitudinal do modelo e 20 mm na direção longitudinal. Para o parafuso foi usada uma malha com dimensão máxima de 3 mm, conforme ilustrado na Figura 3.65. Esse refinamento foi obtido após um estudo inicial da malha, mostrando-se adequado.



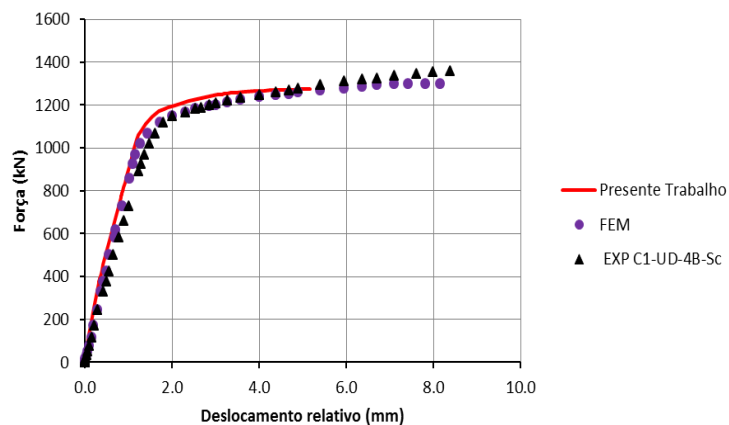


Figura 3.66. Resultados de Starossek (2008a) e do presente Trabalho. Modelo C1-UD-4B-Sc.

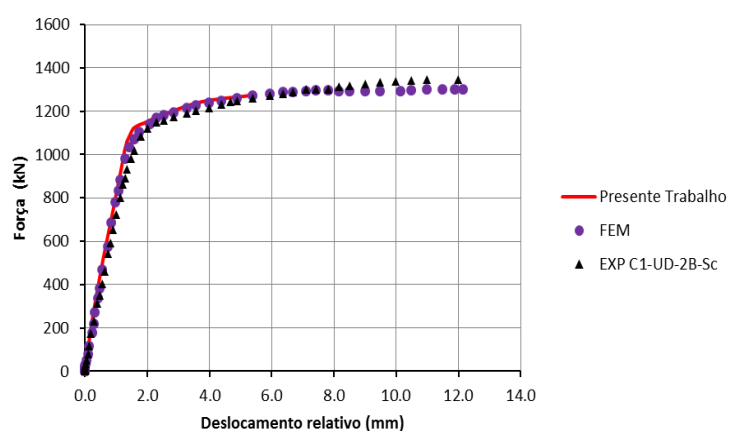


Figura 3.67. Resultados de Starossek (2008a) e do presente Trabalho. Modelo C1-UD-2B-Sc.

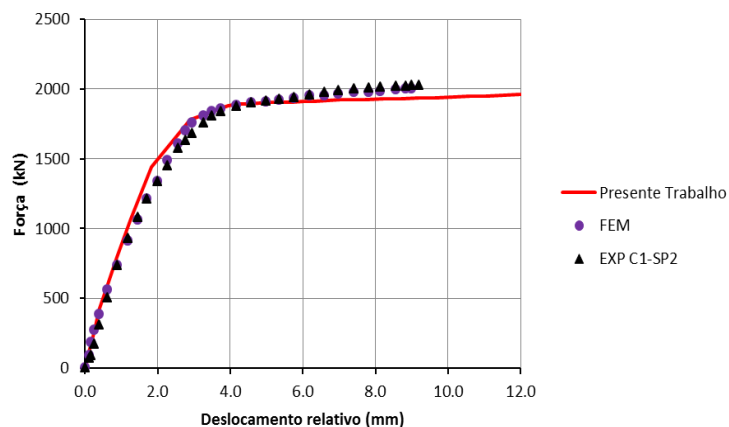


Figura 3.68. Resultados de Starossek (2008a) e do presente Trabalho. Modelo C1-SP2.

Para uma melhor compreensão da distribuição das forças entre os componentes concreto e aço, apresentam-se na Tabela 3-3 os resultados das forças atuantes via MEF e a resistência de ambos os componentes.

Tabela 3-3. Força atuante e capacidade resistente do tubo de aço e do núcleo de concreto

Modelo	Aço (kN)			Concreto (kN)	
	Força atuante (MEF)	Resistência ao escoamento ( $Af_y$ )	Resistência última ( $Af_u$ )	Força atuante (MEF)	Resistência à compressão ( $Af_{ck}$ )
C1-UD-4B-Sc	1273	1249	1524	118	689
C1-UD-2B-Sc	1272	1249	1524	32	689
C1-SP2	950	1249	1524	2031	866

Observa-se que a força atuante no perfil de aço, para os modelos C1-UD-4B-Sc e C1-UD-2B-Sc, são aproximadamente iguais à capacidade de resistência ao escoamento do perfil. Pode-se notar também que os resultados numéricos demonstram uma menor ductilidade, provavelmente devido à relação tensão *versus* deformação usada para o aço. Para o modelo C1-SP2, a força atuante no perfil é cerca de 76% da sua resistência ao escoamento, sendo esta força, a parcela que foi transferida a partir do concreto pelo atrito na interface entre o núcleo e o tubo. A ABNT NBR 8800:2008 considera uma tensão de cisalhamento resistente de cálculo igual a 0,55 MPa na interface entre o aço e o concreto, o que levaria a uma força resistente de cálculo igual a 198 kN. Segundo o modelo numérico, essa força é de 950 kN (correspondendo a uma tensão de cisalhamento igual a 2,64 MPa), ou seja, 4,8 vezes superior (lembrando que a comparação é entre força de cálculo e nominal, ou seja, obtida experimentalmente, e que provavelmente, a tensão de cisalhamento deve ter uma grande variabilidade, justificando maiores coeficientes de ponderação). Comparando o valor obtido numericamente, 2,64 MPa, com o obtido experimentalmente por Starossek *et al.* (2008b), igual a 3,20 MPa, os valores são próximos, com relação igual a 0,82.

Nos modelos “Sc” com carga aplicada no perfil de aço, a força atuante no concreto é somente aquela transmitida pelos conectores. Starossek *et al.* (2008b) mediram experimentalmente um força atuante nos conectores de 110 kN para o modelo C1-UD-2B-Sc, e de 213 kN para C1-UD-4B-Sc. Observa-se que no modelo “SP2” com carga aplicada no concreto, a força atuante no concreto é bem superior à sua resistência à compressão uniaxial, o que evidencia a ação do confinamento do concreto.

Na Tabela 3-4 tem-se o comparativo das forças atuantes nos conectores de cisalhamento, bem como as capacidades resistentes obtidas com as expressões da PN 02 125.03-004.

Tabela 3-4. Força atuante e capacidade resistente dos conectores

Modelo	Força atuante nos conectores (kN)	Força atuante nos conectores (kN)	Resistência do concreto (kN)		Resistência do parafuso (kN)	
			$l_b d_b \sigma_{c,Rn}$	$5d_b^2 \sigma_{c,Rn}$	$0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$	$2,4d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$
168,3x5 (mm)	MEF	Starossek <i>et al.</i> (2008b)				
C1-UD-4B-Sc	118	213	146	179	161	456
C1-UD-2B-Sc	32	110	73	90	80	228

Para o modelo C1-UD-4B-Sc, com 4 parafusos, a força atuante nos conectores (parafusos) é próxima da menor capacidade resistente, dada pela menor resistência do concreto. Entretanto, para o modelo C1-UD-2B-Sc, com 2 parafusos, a força atuante nos conectores é bem inferior à menor capacidade resistente. Em relação aos valores experimentais obtidos por Starossek *et al.* (2008b), as observações são semelhantes. Deve-se enfatizar que os trabalhos de Starossek deixam algumas dúvidas em relação às características dos modelos, e devem ser analisados, nesse caso de forma mais qualitativa, ou seja, como referência. Numericamente, a redução de 4 para 2 parafusos pode indicar que a plastificação do perfil ocorre sem a transferência adequada de carga, ou seja, pode indicar que a menor rigidez dos 2 parafusos impede a transferência adequada de carga entre os componentes do pilar misto.

O modelo numérico desenvolvido mostrou-se adequado em relação aos resultados experimentais obtidos por Starossek (2008a), com uma diferença máxima de 5% para carga última (Tabela 3-2). Nota-se também que o modelo simulou adequadamente a rigidez inicial do dispositivo e a mudança de rigidez durante a aplicação do carregamento. Em relação às cargas transferidas pelos conectores, o modelo numérico apresenta valores conservadores.



# 4 RESULTADOS E ANÁLISE

## 4.1 Generalidades

Neste capítulo são analisados e discutidos os resultados deste Trabalho, principalmente em relação à capacidade resistente dos parafusos atuando como conectores de cisalhamento. Apresenta-se também um item exclusivo (4.3) dedicado ao levantamento de parâmetros que permitem a classificação dos parafusos como conectores de cisalhamento. Uma análise da rigidez dos parafusos atuando como conectores de cisalhamento, e a comparação com conectores usuais como o pino com cabeça, é interessante pois serve como referência para o comportamento dos parafusos aplicados em estruturas, com o objetivo de transferência de carga. Nesse caso, não só a capacidade resistente mas a rigidez dos conectores deve ser adequada.

## 4.2 Modelos analisados

A análise numérica, apresentada a seguir, que utiliza o software ABAQUS, visa apresentar o comportamento dos parafusos de alta resistência como dispositivo de transferência de carga em pilares tubulares mistos preenchidos com concreto. Os pilares analisados possuem comprimento de 1000 mm, com os parafusos situados próximos da metade desse comprimento. A Figura 4.69 apresenta a geometria dos modelos.

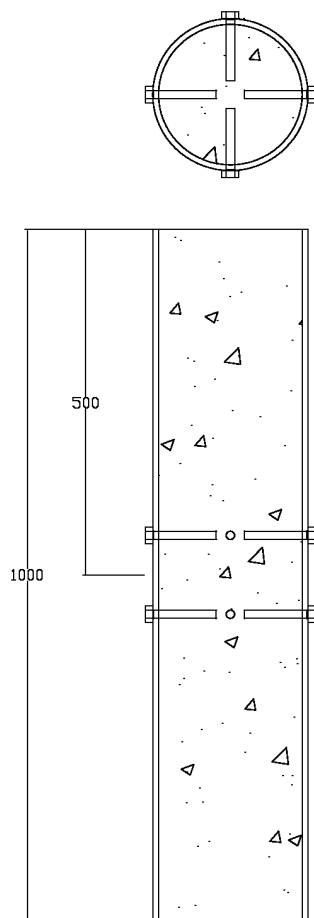


Figura 4.69. Geometria típica dos modelos analisados.

Foram analisados 44 modelos de pilares tubulares circulares preenchidos com concreto divididos nas séries apresentadas na Tabela 4-5. Os parâmetros foram: resistência à compressão do concreto; quantidade e diâmetro dos parafusos; espessura e diâmetro externo dos tubos de aço.

Tabela 4-5. Série de modelos analisados.

Tubo (mm x mm)	Parafusos (pol.)	Quantidade de parafusos	$f_{ck}$ (MPa)	Nomenclatura	Total de Modelos Numéricos
219 x 8,2	1/2 x 3 1/2"	4	30	219x8,2-12,7x89-4B-30MPa	6
		8	30	219x8,2-12,7x89-8B-30MPa	
	3/4 x 3 1/2"	4	30	219x8,2-19x89-4B-30MPa	
		8	30	219x8,2-19x89-8B-30MPa	
	1 x 3 1/2"	4	30	219x8,2-25,4x89-4B-30MPa	
		8	30	219x8,2-25,4x89-8B-30MPa	
219 x 15,1	1/2 x 3 1/2"	4	30	219x15,1-12,7x89-4B-30MPa	4
		8	30	219x15,1-12,7x89-8B-30MPa	
	3/4 x 3 1/2"	4	30	219x15,1-19x89-4B-30MPa	
		8	30	219x15,1-19x89-8B-30MPa	
219 x 8,2	1/2 x 3 1/2"	4	40	219x8,2-12,7x89-4B-40MPa	6
		8	40	219x8,2-12,7x89-8B-40MPa	
	3/4 x 3 1/2"	4	40	219x8,2-19x89-4B-40MPa	
		8	40	219x8,2-19x89-8B-40MPa	
	1 x 3 1/2"	4	40	219x8,2-25,4x89-4B-40MPa	
		8	40	219x8,2-25,4x89-8B-40MPa	
219 x 15,1	1/2 x 3 1/2"	4	40	219x15,1-12,7x89-4B-40MPa	4
		8	40	219x15,1-12,7x89-8B-40MPa	
	3/4 x 3 1/2"	4	40	219x15,1-19x89-4B-40MPa	
		8	40	219x15,1-19x89-8B-40MPa	
355 x 9,5	1/2 x 3 1/2"	4	30	355x9,5-12,7x89-4B-30MPa	6
		8	30	355x9,5-12,7x89-8B-30MPa	
	3/4 x 3 1/2"	4	30	355x9,5-19x89-4B-30MPa	
		8	30	355x9,5-19x89-8B-30MPa	
	1 x 3 1/2"	4	30	355x9,5-25,4x89-4B-30MPa	
		8	30	355x9,5-25,4x89-8B-30MPa	
355 x 15,1	1/2 x 3 1/2"	4	30	355x15,1-12,7x89-4B-30MPa	6
		8	30	355x15,1-12,7x89-8B-30MPa	
	3/4 x 3 1/2"	4	30	355x15,1-19x89-4B-30MPa	
		8	30	355x15,1-19x89-8B-30MPa	
	1 x 3 1/2"	4	30	355x15,1-25,4x89-4B-30MPa	
		8	30	355x15,1-25,4x89-8B-30MPa	
355 x 9,5	1/2 x 3 1/2"	4	40	355x9,5-12,7x89-4B-40MPa	6
		8	40	355x9,5-12,7x89-8B-40MPa	
	3/4 x 3 1/2"	4	40	355x9,5-19x89-4B-40MPa	
		8	40	355x9,5-19x89-8B-40MPa	
	1 x 3 1/2"	4	40	355x9,5-25,4x89-4B-40MPa	
		8	40	355x9,5-25,4x89-8B-40MPa	
355 x 15,1	1/2 x 3 1/2"	4	40	355x15,1-12,7x89-4B-40MPa	6
		8	40	355x15,1-12,7x89-8B-40MPa	
	3/4 x 3 1/2"	4	40	355x15,1-19x89-4B-40MPa	
		8	40	355x15,1-19x89-8B-40MPa	
	1 x 3 1/2"	4	40	355x15,1-25,4x89-4B-40MPa	
		8	40	355x15,1-25,4x89-8B-40MPa	

Para o aço dos perfis tubulares, o módulo de elasticidade  $E$  foi tomado igual a 205000 MPa, a resistência ao escoamento  $f_y$  igual a 350 MPa e a resistência à ruptura  $f_u$  igual a 485 MPa. No diagrama tensão *versus* deformação adotou-se uma imperfeição que limita o trecho linear elástico do diagrama no valor de tensão correspondente a 85%

da resistência ao escoamento ( $f_y$ ) conforme o item 3.2 do capítulo 3, que trata da validação do modelo numérico.

Para o aço do parafuso, utilizou-se o mesmo diagrama do aço do perfil tubular, sem imperfeição e com a deformação correspondente à resistência a ruptura igual a  $25(f_y / E)$ . A resistência ao escoamento  $f_y$  foi tomada igual a 635 MPa e a resistência à ruptura  $f_u$  igual a 825 MPa, conforme a especificação ASTM A325-10. O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson foram tomados como 200000 MPa e 0,3, respectivamente.

Em todos os modelos analisados, a carga foi aplicada somente no topo do perfil de aço, com apenas o núcleo de concreto apoiado em sua parte inferior, permitindo a expansão lateral do mesmo. Na direção tangencial, o contato entre o núcleo de concreto e o tubo de aço, e entre os parafusos e o núcleo de concreto ocorre de forma livre, simulando um coeficiente de atrito nulo. Entre os parafusos e o tubo aço, na direção tangencial, o contato foi considerado e simulado com um alto coeficiente de atrito (igual a 1,0). Na direção normal, o modelo de interação (contato) considera as tensões de compressão entre as partes e permite a separação entre as mesmas, caso a interface seja tracionada. Os demais parâmetros utilizados para os modelos foram os mesmos da validação apresentada nos itens 3.2 e 3.3 do capítulo 3.

### **4.3 Discussão dos resultados em geral**

A seguir são realizadas análises e discussões dos resultados obtidos neste Trabalho como um todo (todos os modelos analisados), a fim de fundamentar o capítulo de conclusões a seguir.

Na Tabela 3-3 apresentam-se os resultados das forças máximas aplicadas no topo do perfil de aço, obtidas via MEF, bem como as capacidades resistentes de ambos os componentes do tubo de aço e do núcleo de concreto. Como a carga foi aplicada somente no tubo de aço e considerou-se o atrito nulo na interface desse tubo com o núcleo de concreto, a força máxima transferida do tubo para o concreto, por meio dos parafusos, é a própria força atuante (MEF) no perfil de aço.

Tabela 4-6. Comparação das forças máximas atuantes com a capacidade resistente do tubo e do núcleo de concreto (kN).

Modelo	Força atuante (MEF)	Resistência ao escoamento ( $Af_y$ )	Resistência última ( $Af_u$ )	Resistência à compressão ( $Af_{ck}$ )	(MEF)/( $Af_y$ )	(MEF)/( $Af_u$ )	(MEF)/( $Af_{ck}$ )
219x8,2-12,7x89-4B-30MPa	224,6	1900	2634	967	0,12	0,09	0,23
219x8,2-12,7x89-8B-30MPa	430	1900	2634	967	0,23	0,16	0,44
219x8,2-19x89-4B-30MPa	310,6	1900	2634	967	0,16	0,12	0,32
219x8,2-19x89-8B-30MPa	783,7	1900	2634	967	0,41	0,30	0,81
219x8,2-25,4x89-4B-30MPa	511,7	1900	2634	967	0,27	0,19	0,53
219x8,2-25,4x89-8B-30MPa	1041,5	1900	2634	967	0,55	0,40	1,08
219x8,2-12,7x89-4B-40MPa	231	1900	2634	1289	0,12	0,09	0,18
219x8,2-12,7x89-8B-40MPa	453	1900	2634	1289	0,24	0,17	0,35
219x8,2-19x89-4B-40MPa	403,4	1900	2634	1289,5	0,21	0,15	0,31
219x8,2-19x89-8B-40MPa	807,2	1900	2634	1289,5	0,42	0,31	0,63
219x8,2-25,4x89-4B-40MPa	564,4	1900	2634	1289	0,30	0,21	0,44
219x8,2-25,4x89-8B-40MPa	1138,4	1900	2634	1289	0,60	0,43	0,88
219x15,1-12,7x89-4B-30MPa	223,6	3.385	4.691	839,9	0,07	0,05	0,27
219x15,1-12,7x89-8B-30MPa	473,6	3.385	4.691	839,9	0,14	0,10	0,56
219x15,1-19x89-4B-30MPa	468,3	3.385	4.691	839,9	0,14	0,10	0,56
219x15,1-19x89-8B-30MPa	902,0	3.385	4.691	839,9	0,27	0,19	1,07
219x15,1-12,7x89-4B-40MPa	241,8	3.385	4.691	1119,8	0,07	0,05	0,22
219x15,1-12,7x89-8B-40MPa	493,6	3.385	4.691	1119,8	0,15	0,11	0,44
219x15,1-19x89-4B-40MPa	462,2	3.385	4.691	1119,8	0,14	0,10	0,41
219x15,1-19x89-8B-40MPa	925,7	3.385	4.691	1119,8	0,27	0,20	0,83
355x9,5-12,7x89-4B-30MPa	213,3	3609	5001	2660	0,06	0,04	0,08
355x9,5-12,7x89-8B-30MPa	427,2	3609	5001	2660	0,12	0,09	0,16
355x9,5-19x89-4B-30MPa	203,3	3609	5001	2660	0,06	0,04	0,08
355x9,5-19x89-8B-30MPa	830,7	3609	5001	2660	0,23	0,17	0,31
355x9,5-25,4x89-4B-30MPa	394,3	3609	5001	2660	0,11	0,08	0,15
355x9,5-25,4x89-8B-30MPa	1215,4	3609	5001	2660	0,34	0,24	0,46
355x9,5-12,7x89-4B-40MPa	186,2	3609	5001	3546,7	0,05	0,04	0,05
355x9,5-12,7x89-8B-40MPa	454,0	3609	5001	3546,7	0,13	0,09	0,13
355x9,5-19x89-4B-40MPa	407,8	3609	5001	3546,7	0,11	0,08	0,11
355x9,5-19x89-8B-40MPa	819,2	3609	5001	3546,7	0,23	0,16	0,23
355x9,5-25,4x89-4B-40MPa	592,8	3609	5001	3546,7	0,16	0,12	0,17
355x9,5-25,4x89-8B-40MPa	1215,2	3609	5001	3546,7	0,34	0,24	0,34
355x15,1-12,7x89-4B-30MPa	237,2	5643,5	7820,2	2485,7	0,04	0,03	0,10
355x15,1-12,7x89-8B-30MPa	486,3	5643,5	7820,2	2485,7	0,09	0,06	0,20
355x15,1-19x89-4B-30MPa	458,9	5643,5	7820,2	2485,7	0,08	0,06	0,18
355x15,1-19x89-8B-30MPa	927,5	5643,5	7820,2	2485,7	0,16	0,12	0,37
355x15,1-25,4x89-4B-30MPa	748,8	5643,5	7820,2	2485,7	0,13	0,10	0,30
355x15,1-25,4x89-8B-30MPa	1480,08	5643,5	7820,2	2485,7	0,26	0,19	0,60
355x15,1-12,7x89-4B-40MPa	180,1	5643,5	7820,2	3314,2	0,03	0,02	0,05
355x15,1-12,7x89-8B-40MPa	533,9	5643,5	7820,2	3314,2	0,09	0,07	0,16
355x15,1-19x89-4B-40MPa	464,4	5643,5	7820,2	3314,2	0,08	0,06	0,14
355x15,1-19x89-8B-40MPa	874,0	5643,5	7820,2	3314,2	0,15	0,11	0,26
355x15,1-25,4x89-4B-40MPa	745,9	5643,5	7820,2	3314,2	0,13	0,10	0,23
355x15,1-25,4x89-8B-40MPa	1505,8	5643,5	7820,2	3314,2	0,27	0,19	0,45

Os modelos 355x9,5-19x89-4B-30MPa, 355x9,5-25,4x89-4B-30MPa, 355x9,5-12,7x89-4B-40MPa e 355x15,1-12,7x89-4B-40MPa apresentaram dificuldades de convergência e foram desconsiderados nas análises.

Por meio da Tabela 3-3, pode-se observar que a relação entre a força atuante, obtida via método dos elementos finitos (MEF) e a resistência ao escoamento do aço ( $Af_y$ ) teve valor mínimo de 0,04 e máximo de 0,60. O mínimo ocorreu para o modelo 355x15,1-12,7x89-4B-30MPa com o tubo de maior capacidade resistente (maior área da seção transversal), conectores de menor capacidade resistente (diâmetro e quantidade) e concreto de menor resistência (menor  $f_{ck}$ ). O valor máximo foi observado para o modelo 219,1x8,2-25,4x89-8B-40MPa com o tubo de menor capacidade resistente (menor área da seção transversal), maior capacidade resistente do conector (diâmetro e quantidade) e do concreto. Para a relação entre a força atuante (MEF) com a resistência última do aço ( $Af_u$ ), observou-se um valor mínimo de 0,03 e máximo de 0,43, respectivamente, para os modelos 355x15,1-12,7x89-4B-30MPa e 219,1x8,2-25,4x89-8B-40MPa, por razões semelhantes às citadas anteriormente.

Para o componente concreto, observou-se que a relação entre a força atuante (MEF) e a resistência a compressão ( $Af_{ck}$ ) teve um mínimo de 0,08 e máximo de 1,08. O valor mínimo ocorreu para o modelo 355x9,5-12,7x89-4B-30MPa com o núcleo de concreto com maior capacidade resistente (maior área da seção transversal e menor resistência característica do concreto, desconsiderando-se o efeito do confinamento) e menor capacidade resistente do conector (diâmetro e quantidade). O valor máximo foi observado para o modelo 219x8,2-25,4x89-8B-30MPa com o núcleo de concreto com menor capacidade resistente (menor área da seção transversal e resistência característica do concreto, desconsiderando o efeito do confinamento) e maior capacidade resistente do conector (diâmetro e quantidade).

Observando-se na Tabela 3-3 as relações entre a força atuante e as capacidades resistentes do tubo e do núcleo de concreto, constata-se que o tubo apresenta uma folga considerável (máximo de 0,60). Para o núcleo de concreto, a relação atinge um máximo de 1,08, o que não indica um esgotamento da capacidade resistente, pois o mesmo está submetido a um estado multiaxial de tensões que proporciona maior capacidade resistente.

A seguir, na Tabela 4-7 até a Tabela 4-10, apresenta-se um comparativo da capacidade resistente dos conectores (força máxima aplicada nos modelos de elementos finitos) com as capacidades resistentes obtidas com as expressões da PN 02 125.03-004. Todos

os coeficientes de ponderações das resistências do aço e do concreto foram tomados iguais à 1,0. A única diferença entre as tabelas é a tensão de compressão resistente nominal do concreto,  $\sigma_{c,Rn}$ , que foi tomada igual a 1,0, 1,43, 1,7, e 2,0 vezes o  $f_{ck}$  do concreto, para cada tabela, respectivamente. Portanto, uma análise comparativa entre estas, evidencia a influência do valor da tensão de compressão resistente admitida no modelo analítico. O valor 1,0 é considerado um limite inferior. O valor 1,43 surge da expressão 2.15, apresentada pela PN 02 125.03-004, ao substituir a máxima relação entre as áreas  $A_2/A_1 = 4$  e tomando-se o coeficiente de ponderação da resistência  $\gamma_c$  igual a unidade. O valor 1,7 tem por base a norma americana ANSI/AISC 360-10 que apresenta a expressão

$$\sigma_{c,Rn} = 0,85 f_{ck} A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 f_{ck} A_1 \quad (4.18)$$

O valor 2,0 tem por base a ABNT NBR 6118:2007 que apresenta a expressão

$$\sigma_{c,Rn} = f_{ck} A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 3,3 f_{ck} A_1 \quad (4.19)$$

obtido ao se substituir a máxima relação entre as áreas  $A_2/A_1 = 4$ .

Nota-se uma diferença entre os valores prescritos pelas normas PN 02 125.03-004, ANSI/AISC 360-10 e ABNT NBR 6118:2007. A norma americana (principal base para a norma brasileira) adota o coeficiente 0,85 no lugar do valor  $1/\gamma_n = 0,714$  das normas brasileiras (ABNT NBR 8800:2008 e PN 02 125.03-004).

Tabela 4-7. Comparação dos resultados para as forças atuantes nos conectores com  $\sigma_{c,Rn} = f_{ck}$ .

Modelos	Força Atuante nos Conectores (kN)	Resistência do Concreto (kN)		Resistência do Parafuso (kN)	
	MEF	$l_b d_b \sigma_{c,Rn}$	$5d_b^2 \sigma_{c,Rn}$	$0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$	$2,4d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$
219x8,2-12,7x89-4B-30MPa	224,6	135,6	96,8	167,2	484,9
219x8,2-12,7x89-8B-30MPa	430	271,3	193,5	334,4	969,7
219x8,2-19x89-4B-30MPa	310,6	202,9	216,6	374,2	725,4
219x8,2-19x89-8B-30MPa	783,6	405,8	433,1	748,5	1450,8
219x8,2-25,4x89-4B-30MPa	511,6	271,3	387,1	668,8	969,7
219x8,2-25,4x89-8B-30MPa	1041,6	542,5	774,2	1337,7	1939,5
219x8,2-12,7x89-4B-40MPa	231	180,8	129	167,2	484,9
219x8,2-12,7x89-8B-40MPa	453	361,7	258	334,4	969,7
219x8,2-19x89-4B-40MPa	403,4	270,6	288,8	374,2	725,4
219x8,2-19x89-8B-40MPa	807,2	541,1	577,6	748,5	1450,8
219x8,2-25,4x89-4B-40MPa	564,4	361,7	516,1	668,8	969,7
219x8,2-25,4x89-8B-40MPa	1138,4	723,4	1032,3	1337,7	1939,5
219x15,1-12,7x89-4B-30MPa	223,5	135,6	96,7	167,2	892,9
219x15,1-12,7x89-8B-30MPa	473,6	271,3	193,5	334,4	1785,70
219x15,1-19x89-4B-30MPa	468,4	202,9	216,6	374,2	1335,80
219x15,1-19x89-8B-30MPa	902,0	405,8	433,2	748,5	2671,60
219x15,1-12,7x89-4B-40MPa	241,8	180,8	129	167,2	892,9
219x15,1-12,7x89-8B-40MPa	493,6	361,7	258	334,4	1785,70
219x15,1-19x89-4B-40MPa	462,0	270,6	288,8	374,2	1335,80
219x15,1-19x89-8B-40MPa	925,6	541,1	577,6	748,5	2671,60
355x9,5-12,7x89-4B-30MPa	213,24	135,6	96,8	167,2	561,7
355x9,5-12,7x89-8B-30MPa	427,2	271,2	193,5	334,4	1123,5
355x9,5-19x89-4B-30MPa	203,3	202,9	216,6	374,3	840,4
355x9,5-19x89-8B-30MPa	830,8	405,8	433,2	748,5	1680,8
355x9,5-25,4x89-4B-30MPa	394,2	271,2	387,1	668,8	1123,5
355x9,5-25,4x89-8B-30MPa	1215,2	542,5	774,2	1337,7	2246,9
355x9,5-12,7x89-4B-40MPa	186,2	180,8	129	167,2	561,7
355x9,5-12,7x89-8B-40MPa	454,0	361,7	258	334,4	1123,5
355x9,5-19x89-4B-40MPa	408	270,6	288,8	374,3	840,4
355x9,5-19x89-8B-40MPa	819,2	541,1	577,6	748,5	1680,8
355x9,5-25,4x89-4B-40MPa	592,8	361,7	516,1	668,8	1123,5
355x9,5-25,4x89-8B-40MPa	1215,2	723,4	1032,2	1337,7	2246,9
355x15,1-12,7x89-4B-30MPa	237,2	135,6	96,8	167,2	892,9
355x15,1-12,7x89-8B-30MPa	486,4	271,2	193,5	334,4	1785,7
355x15,1-19x89-4B-30MPa	458,8	202,9	216,6	374,3	1335,8
355x15,1-19x89-8B-30MPa	926,4	405,8	433,2	748,5	2671,6
355x15,1-25,4x89-4B-30MPa	748,8	271,2	387,1	668,8	1785,7
355x15,1-25,4x89-8B-30MPa	1480,08	542,5	774,2	1337,7	3571,5
355x15,1-12,7x89-4B-40MPa	180,0	180,8	129	167,2	892,9
355x15,1-12,7x89-8B-40MPa	534,0	361,7	258	334,4	1785,7
355x15,1-19x89-4B-40MPa	464,4	270,6	288,8	374,3	1335,8
355x15,1-19x89-8B-40MPa	874,0	541,1	577,6	748,5	2671,6
355x15,1-25,4x89-4B-40MPa	746,0	361,7	516,1	668,8	1785,7
355x15,1-25,4x89-8B-40MPa	1505,6	723,4	1032,2	1337,7	3571,5

Obs: Os valores destacados representam as expressões da PN 02 125.03-004 que determinaram a capacidade resistente analítica.

Uma análise da Tabela 4-7 demonstra uma média das razões entre os resultados analíticos (o menor dentre as quatro últimas colunas da Tabela 4-7) e o resultado numérico, igual a 0,52, com um valor mínimo de 0,36 e máximo de 0,67. O desvio padrão é igual a 0,09. Analisando as quatro últimas colunas, observa-se que a capacidade resistente teve o menor valor dado pela expressão  $l_b d_b \sigma_{c,Rn}$  em 63,6% dos



casos, e pela expressão  $5d_b^2\sigma_{c,Rn}$  em 36,4% dos casos, mostrando que a capacidade resistente analítica é limitada pelo esmagamento do concreto.

Tabela 4-8. Comparação dos resultados para as forças atuantes nos conectores com  $\sigma_{c,Rn} = 1,43f_{ck}$ .

Modelos	Força Atuante nos Conectores (kN)	Resistência do Concreto (kN)		Resistência do Parafuso (kN)	
	MEF	$l_b d_b \sigma_{c,Rn}$	$5d_b^2 \sigma_{c,Rn}$	$0,4\pi \frac{d_b^2}{4} \frac{f_{ub}}{\gamma_{a2}}$	$2,4d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$
219x8,2-12,7x89-4B-30MPa	224,6	193,91	138,42	167,2	484,9
219x8,2-12,7x89-8B-30MPa	430	387,96	276,71	334,4	969,7
219x8,2-19x89-4B-30MPa	310,6	290,15	309,74	374,2	725,4
219x8,2-19x89-8B-30MPa	783,6	580,29	619,33	748,5	1450,8
219x8,2-25,4x89-4B-30MPa	511,6	387,96	553,55	668,8	969,7
219x8,2-25,4x89-8B-30MPa	1041,6	775,78	1107,11	1337,7	1939,5
219x8,2-12,7x89-4B-40MPa	231	258,54	184,47	167,2	484,9
219x8,2-12,7x89-8B-40MPa	453	517,23	368,94	334,4	969,7
219x8,2-19x89-4B-40MPa	403,4	386,96	412,98	374,2	725,4
219x8,2-19x89-8B-40MPa	807,2	773,77	825,97	748,5	1450,8
219x8,2-25,4x89-4B-40MPa	564,4	517,23	738,02	668,8	969,7
219x8,2-25,4x89-8B-40MPa	1138,4	1034,46	1476,19	1337,7	1939,5
219x15,1-12,7x89-4B-30MPa	223,5	193,91	138,28	167,2	892,9
219x15,1-12,7x89-8B-30MPa	473,6	387,96	276,71	334,4	1785,70
219x15,1-19x89-4B-30MPa	468,4	290,15	309,74	374,2	1335,80
219x15,1-19x89-8B-30MPa	902,0	580,29	619,48	748,5	2671,60
219x15,1-12,7x89-4B-40MPa	241,8	258,54	184,47	167,2	892,9
219x15,1-12,7x89-8B-40MPa	493,6	517,23	368,94	334,4	1785,70
219x15,1-19x89-4B-40MPa	462,0	386,96	412,98	374,2	1335,80
219x15,1-19x89-8B-40MPa	925,6	773,77	825,97	748,5	2671,60
355x9,5-12,7x89-4B-30MPa	213,24	193,91	138,42	167,2	561,7
355x9,5-12,7x89-8B-30MPa	427,2	387,82	276,71	334,4	1123,5
355x9,5-19x89-4B-30MPa	203,3	290,15	309,74	374,3	840,4
355x9,5-19x89-8B-30MPa	830,8	580,29	619,48	748,5	1680,8
355x9,5-25,4x89-4B-30MPa	394,2	387,82	553,55	668,8	1123,5
355x9,5-25,4x89-8B-30MPa	1215,2	775,78	1107,11	1337,7	2246,9
355x9,5-12,7x89-4B-40MPa	186,2	258,54	184,47	167,2	561,7
355x9,5-12,7x89-8B-40MPa	454,0	517,23	368,94	334,4	1123,5
355x9,5-19x89-4B-40MPa	408	386,96	412,98	374,3	840,4
355x9,5-19x89-8B-40MPa	819,2	773,77	825,97	748,5	1680,8
355x9,5-25,4x89-4B-40MPa	592,8	517,23	738,02	668,8	1123,5
355x9,5-25,4x89-8B-40MPa	1215,2	1034,46	1476,05	1337,7	2246,9
355x15,1-12,7x89-4B-30MPa	237,2	193,91	138,42	167,2	892,9
355x15,1-12,7x89-8B-30MPa	486,4	387,82	276,71	334,4	1785,7
355x15,1-19x89-4B-30MPa	458,8	290,15	309,74	374,3	1335,8
355x15,1-19x89-8B-30MPa	926,4	580,29	619,48	748,5	2671,6
355x15,1-25,4x89-4B-30MPa	748,8	387,82	553,55	668,8	1785,7
355x15,1-25,4x89-8B-30MPa	1480,08	775,78	1107,11	1337,7	3571,5
355x15,1-12,7x89-4B-40MPa	180,0	258,54	184,47	167,2	892,9
355x15,1-12,7x89-8B-40MPa	534,0	517,23	368,94	334,4	1785,7
355x15,1-19x89-4B-40MPa	464,4	386,96	412,98	374,3	1335,8
355x15,1-19x89-8B-40MPa	874,0	773,77	825,97	748,5	2671,6
355x15,1-25,4x89-4B-40MPa	746,0	517,23	738,02	668,8	1785,7
355x15,1-25,4x89-8B-40MPa	1505,6	1034,46	1476,05	1337,7	3571,5

Obs: Os valores destacados representam as expressões da PN 02 125.03-004 que determinaram a capacidade resistente analítica.

Da Tabela 4-7, tem-se uma média das razões entre os resultados analíticos (o menor dentre as quatro últimas colunas da Tabela 4-8) e o resultado numérico igual a 0,73, com um valor mínimo de 0,52 e máximo de 0,93. O desvio padrão é igual a 0,12. Analisando as quatro últimas colunas, observa-se que a capacidade resistente teve o

menor valor dado pela expressão  $l_b d_b \sigma_{c,Rn}$  em 45,45% dos casos, pela expressão  $5d_b^2 \sigma_{c,Rn}$  em 18,2% dos casos, e pela expressão  $0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$  em 36,4% dos casos, mostrando que a capacidade resistente analítica é limitada principalmente pelo esmagamento do concreto, que chegam a um total de 63,6% e também pelo cisalhamento do parafuso em 36,4%.

Tabela 4-9. Comparação dos resultados para as forças atuantes nos conectores com  $\sigma_{c,Rn} = 1,7 f_{ck}$ .

Modelos	Força Atuante nos Conectores (kN)	Resistência do Concreto (kN)		Resistência do Parafuso (kN)	
	MEF	$l_b d_b \sigma_{c,Rn}$	$5d_b^2 \sigma_{c,Rn}$	$0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$	$2,4d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$
219x8,2-12,7x89-4B-30MPa	224,6	230,52	164,56	167,2	484,9
219x8,2-12,7x89-8B-30MPa	430	461,21	328,95	334,4	969,7
219x8,2-19x89-4B-30MPa	310,6	344,93	368,22	374,2	725,4
219x8,2-19x89-8B-30MPa	783,6	689,86	736,27	748,5	1450,8
219x8,2-25,4x89-4B-30MPa	511,6	461,21	658,07	668,8	969,7
219x8,2-25,4x89-8B-30MPa	1041,6	922,25	1316,14	1337,7	1939,5
219x8,2-12,7x89-4B-40MPa	231	307,36	219,3	167,2	484,9
219x8,2-12,7x89-8B-40MPa	453	614,89	438,6	334,4	969,7
219x8,2-19x89-4B-40MPa	403,4	460,02	490,96	374,2	725,4
219x8,2-19x89-8B-40MPa	807,2	919,87	981,92	748,5	1450,8
219x8,2-25,4x89-4B-40MPa	564,4	614,89	877,37	668,8	969,7
219x8,2-25,4x89-8B-40MPa	1138,4	1229,78	1754,91	1337,7	1939,5
219x15,1-12,7x89-4B-30MPa	223,5	230,52	164,39	167,2	892,9
219x15,1-12,7x89-8B-30MPa	473,6	461,21	328,95	334,4	1785,70
219x15,1-19x89-4B-30MPa	468,4	344,93	368,22	374,2	1335,80
219x15,1-19x89-8B-30MPa	902,0	689,86	736,44	748,5	2671,60
219x15,1-12,7x89-4B-40MPa	241,8	307,36	219,3	167,2	892,9
219x15,1-12,7x89-8B-40MPa	493,6	614,89	438,6	334,4	1785,70
219x15,1-19x89-4B-40MPa	462,0	460,02	490,96	374,2	1335,80
219x15,1-19x89-8B-40MPa	925,6	919,87	981,92	748,5	2671,60
355x9,5-12,7x89-4B-30MPa	213,24	230,52	164,56	167,2	561,7
355x9,5-12,7x89-8B-30MPa	427,2	461,04	328,95	334,4	1123,5
355x9,5-19x89-4B-30MPa	203,3	344,93	368,22	374,3	840,4
355x9,5-19x89-8B-30MPa	830,8	689,86	736,44	748,5	1680,8
355x9,5-25,4x89-4B-30MPa	394,2	461,04	658,07	668,8	1123,5
355x9,5-25,4x89-8B-30MPa	1215,2	922,25	1316,14	1337,7	2246,9
355x9,5-12,7x89-4B-40MPa	186,2	307,36	219,3	167,2	561,7
355x9,5-12,7x89-8B-40MPa	454,0	614,89	438,6	334,4	1123,5
355x9,5-19x89-4B-40MPa	408	460,02	490,96	374,3	840,4
355x9,5-19x89-8B-40MPa	819,2	919,87	981,92	748,5	1680,8
355x9,5-25,4x89-4B-40MPa	592,8	614,89	877,37	668,8	1123,5
355x9,5-25,4x89-8B-40MPa	1215,2	1229,78	1754,74	1337,7	2246,9
355x15,1-12,7x89-4B-30MPa	237,2	230,52	164,56	167,2	892,9
355x15,1-12,7x89-8B-30MPa	486,4	461,04	328,95	334,4	1785,7
355x15,1-19x89-4B-30MPa	458,8	344,93	368,22	374,3	1335,8
355x15,1-19x89-8B-30MPa	926,4	689,86	736,44	748,5	2671,6
355x15,1-25,4x89-4B-30MPa	748,8	461,04	658,07	668,8	1785,7
355x15,1-25,4x89-8B-30MPa	1480,08	922,25	1316,14	1337,7	3571,5
355x15,1-12,7x89-4B-40MPa	180,0	307,36	219,3	167,2	892,9
355x15,1-12,7x89-8B-40MPa	534,0	614,89	438,6	334,4	1785,7
355x15,1-19x89-4B-40MPa	464,4	460,02	490,96	374,3	1335,8
355x15,1-19x89-8B-40MPa	874,0	919,87	981,92	748,5	2671,6
355x15,1-25,4x89-4B-40MPa	746,0	614,89	877,37	668,8	1785,7
355x15,1-25,4x89-8B-40MPa	1505,6	1229,78	1754,74	1337,7	3571,5

Obs: Os valores destacados representam as expressões da PN 02 125.03-004 que determinaram a capacidade resistente analítica.

Da Tabela 4-9, a média das razões entre os resultados analíticos (o menor dentre as quatro últimas colunas da Tabela 4-9) e o resultado numérico igual a 0,81, com um valor mínimo de 0,62 e máximo de 1,11. O desvio padrão é igual a 0,13. Analisando as quatro últimas colunas, observa-se que a capacidade resistente teve o menor valor dado pela expressão  $l_b d_b \sigma_{c,Rn}$  em 45,45% dos casos, pela expressão  $0,5 d_b^2 \sigma_{c,Rn}$  em 18,2% dos casos, e pela expressão  $0,4 \pi \frac{d_b^2}{4} \frac{f_{ub}}{\gamma_{a2}}$  em 36,4% dos casos, mostrando que a capacidade resistente analítica é limitada principalmente pelo esmagamento do concreto em 63,6% e pelo cisalhamento do parafuso em 36,4%, resultado semelhante ao da análise referente a Tabela 4-8.

Tabela 4-10. Comparação dos resultados para as forças atuantes nos conectores com  $\sigma_{c,Rn} = 2,0 f_{ck}$ .

Modelos	Força Atuante nos Conectores (kN)	Resistência do Concreto (kN)		Resistência do Parafuso (kN)	
		MEF	$l_b d_b \sigma_{c,Rn}$	$5 d_b^2 \sigma_{c,Rn}$	$0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$
219x8,2-12,7x89-4B-30MPa	224,6	271,2	193,6	167,2	484,9
219x8,2-12,7x89-8B-30MPa	430	542,6	387	334,4	969,7
219x8,2-19x89-4B-30MPa	310,6	405,8	433,2	374,2	725,4
219x8,2-19x89-8B-30MPa	783,6	811,6	866,2	748,5	1450,8
219x8,2-25,4x89-4B-30MPa	511,6	542,6	774,2	668,8	969,7
219x8,2-25,4x89-8B-30MPa	1041,6	1085	1548,4	1337,7	1939,5
219x8,2-12,7x89-4B-40MPa	231	361,6	258	167,2	484,9
219x8,2-12,7x89-8B-40MPa	453	723,4	516	334,4	969,7
219x8,2-19x89-4B-40MPa	403,4	541,2	577,6	374,2	725,4
219x8,2-19x89-8B-40MPa	807,2	1082,2	1155,2	748,5	1450,8
219x8,2-25,4x89-4B-40MPa	564,4	723,4	1032,2	668,8	969,7
219x8,2-25,4x89-8B-40MPa	1138,4	1446,8	2064,4	1337,7	1939,5
219x15,1-12,7x89-4B-30MPa	223,5	271,2	193,4	167,2	892,9
219x15,1-12,7x89-8B-30MPa	473,6	542,6	387	334,4	1785,70
219x15,1-19x89-4B-30MPa	468,4	405,8	433,2	374,2	1335,80
219x15,1-19x89-8B-30MPa	902,0	811,6	866,4	748,5	2671,60
219x15,1-12,7x89-4B-40MPa	241,8	361,6	258	167,2	892,9
219x15,1-12,7x89-8B-40MPa	493,6	723,4	516	334,4	1785,70
219x15,1-19x89-4B-40MPa	462,0	541,2	577,6	374,2	1335,80
219x15,1-19x89-8B-40MPa	925,6	1082,2	1155,2	748,5	2671,60
355x9,5-12,7x89-4B-30MPa	213,24	271,2	193,6	167,2	561,7
355x9,5-12,7x89-8B-30MPa	427,2	542,4	387	334,4	1123,5
355x9,5-19x89-4B-30MPa	203,3	405,8	433,2	374,3	840,4
355x9,5-19x89-8B-30MPa	830,8	811,6	866,4	748,5	1680,8
355x9,5-25,4x89-4B-30MPa	394,2	542,4	774,2	668,8	1123,5
355x9,5-25,4x89-8B-30MPa	1215,2	1085	1548,4	1337,7	2246,9
355x9,5-12,7x89-4B-40MPa	186,2	361,6	258	167,2	561,7
355x9,5-12,7x89-8B-40MPa	454,0	723,4	516	334,4	1123,5
355x9,5-19x89-4B-40MPa	408	541,2	577,6	374,3	840,4
355x9,5-19x89-8B-40MPa	819,2	1082,2	1155,2	748,5	1680,8
355x9,5-25,4x89-4B-40MPa	592,8	723,4	1032,2	668,8	1123,5
355x9,5-25,4x89-8B-40MPa	1215,2	1446,8	2064,4	1337,7	2246,9
355x15,1-12,7x89-4B-30MPa	237,2	271,2	193,6	167,2	892,9
355x15,1-12,7x89-8B-30MPa	486,4	542,4	387	334,4	1785,7
355x15,1-19x89-4B-30MPa	458,8	405,8	433,2	374,3	1335,8
355x15,1-19x89-8B-30MPa	926,4	811,6	866,4	748,5	2671,6
355x15,1-25,4x89-4B-30MPa	748,8	542,4	774,2	668,8	1785,7
355x15,1-25,4x89-8B-30MPa	1480,08	1085	1548,4	1337,7	3571,5
355x15,1-12,7x89-4B-40MPa	180,0	361,6	258	167,2	892,9
355x15,1-12,7x89-8B-40MPa	534,0	723,4	516	334,4	1785,7
355x15,1-19x89-4B-40MPa	464,4	541,2	577,6	374,3	1335,8
355x15,1-19x89-8B-40MPa	874,0	1082,2	1155,2	748,5	2671,6
355x15,1-25,4x89-4B-40MPa	746,0	723,4	1032,2	668,8	1785,7
355x15,1-25,4x89-8B-40MPa	1505,6	1446,8	2064,4	1337,7	3571,5

Obs: Os valores destacados representam as expressões da PN 02 125.03-004 que determinaram a capacidade resistente analítica.

Considerando a Tabela 4-10, a média das razões entre os resultados analíticos (o menor dentre as quatro últimas colunas da Tabela 4-10) e o resultado numérico é igual a 0,86, com um valor mínimo de 0,63 e máximo de 1,20. O desvio padrão é igual a 0,15. Analisando as quatro últimas colunas, observa-se que a capacidade resistente teve o menor valor dado pela expressão  $0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$  em 100% dos casos, mostrando que a capacidade resistente analítica é limitada pelo cisalhamento do parafuso.

Os resultados da análise apresentadas na Tabela 4-7 mostra uma relação média de 0,52 com máximo 0,67, indicando resultado conservadores (em relação ao numérico e para a faixa de parâmetros analisados) quando se utiliza a relação  $\sigma_{c,Rn} = f_{ck}$ .

Analisando as médias das relações entre as capacidades resistentes obtidas numericamente e analiticamente, para todas as tabelas, nota-se na Figura 4.70 que o modelo apresentado pela PN 02 125.03-004, Tabela 4-8, na qual  $\sigma_{c,Rn} = 1,43f_{ck}$ , com média igual a 0,73 e desvio padrão igual a 0,12 é adequada, principalmente por apresentar uma relação máxima igual a 0,93. Essa relação máxima deixa claro que o modelo analítico conduz a resultados conservadores em relação ao numérico para a faixa de parâmetros analisados.

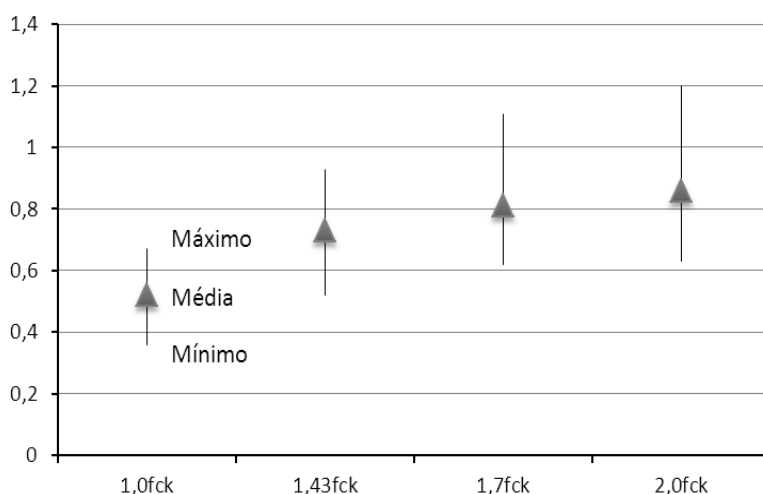


Figura 4.70. Gráfico com os máximos, mínimo e médias das relação entre os resultados analíticos e numéricos para diferentes tensões resistente para o concreto.

Tomando como base os resultados apresentados na Tabela 4-8, algumas observações podem ser feitas. Considerando modelos com as mesmas características, apenas com diferentes quantidades de parafuso, 4 parafusos (4B) e 8 parafusos (8B), a média das razões entre as capacidades resistentes obtida numericamente para os modelos com 8 parafusos (8B) e os com 4 parafusos (4B) é igual a 2,03, com um valor mínimo de 1,9, máximo de 2,5, e com desvio padrão é igual a 0,13. Nota-se que, tomando como base a média, um aumento no número de parafuso provoca um aumento de mesma ordem na capacidade resistente dos modelos. O PN 02 125.03-004 (item 2.4) também considera a mesma proporção na definição da quantidade de conectores, ou seja, dobrando-se a quantidade de parafusos, a carga resistente também é dobrada.

Mantidas todas as características fixas e analisando modelos com diferentes diâmetros de parafuso, a média das razões entre as capacidades resistentes numéricas dos modelos com parafusos de 19 mm de diâmetro e os com 12,7 mm (relação de 1,50 entre os diâmetros) é igual a 1,83, com um valor mínimo de 1,38, máximo de 2,10 e desvio padrão igual a 0,17. A média das razões entre os modelos com parafusos de 25,4 mm de diâmetro e os com 12,7 mm (relação de 2 entre os diâmetros) é igual a 2,69, com um valor mínimo de 2,28, máximo de 3,16 e desvio padrão igual a 0,30. A média das razões entre os modelos com parafusos de 25,4 mm de diâmetro e os com 19 mm (relação de 1,34 entre os diâmetros) é igual a 1,52, com um valor mínimo de 1,33, máximo de 1,72 e desvio padrão igual a 0,12. Analisando apenas as médias e a relação entre os diâmetros, colocadas entre parênteses, observa-se que o aumento do diâmetro provoca um aumento proporcionalmente superior na capacidade resistente. Nota-se que a PN 02 125.03-004, conforme expressões 2.13 e 2.14, apresentam relações diretamente proporcionais ao diâmetro e ao diâmetro elevado ao quadrado e, conforme mostrado anteriormente, a capacidade resistente analítica, para os dados analisados (Tabela 4-8), é dada em 63,6% dos casos pelo esmagamento do concreto e em 36,4% pelo cisalhamento do parafuso.

A média das razões entre os modelos com resistência à compressão de 40 MPa e os com 30 MPa (relação de 1,33 entre as resistências) é igual a 1,05, com um valor mínimo de 0,94, máximo de 1,30 e desvio padrão igual a 0,08. Observa-se que a variação da resistência à compressão tem uma pequena influência na capacidade resistente do conector, lembrando que essa análise incluiu os resultados de forma geral, ou seja, de conectores com capacidade resistente limitada pelo concreto e pelo cisalhamento do parafuso. Dessa forma, observa-se que o máximo das razões igual a 1,30 é próximo da relação entre as resistências.

A média das razões entre os modelos cuja espessura do perfil tubular é de 15,1 mm e os com 8,2 mm (relação de 1,84 entre as espessuras) é igual a 1,15, com um valor mínimo de 1,00, máximo de 1,51 e desvio padrão igual a 0,16. A média das razões entre os modelos cuja espessura da parede do perfil tubular é de 15,1 mm e os com 9,5 mm (relação de 1,59 entre as espessuras) é igual a 1,16, com um valor mínimo de 1,07, máximo de 1,26 e desvio padrão igual a 0,06. Nesse caso, observa-se que a variação da

espessura do tubo tem uma influência ainda menor (em comparação com as anteriores) na capacidade resistente do conector.

A média das razões entre os modelos cujo perfil tubular tem diâmetro de 355 mm e os com 219 mm é igual a 1,02, com um valor mínimo de 0,94, máximo de 1,08 e desvio padrão igual a 0,05. Observa-se que a variação no diâmetro do tubo tem uma influência mínima, ou mesmo nenhuma influência, na capacidade resistente do conector. A média bem próxima da unidade, mas ainda diferente da unidade, deve estar associada à solução numérica.

Utilizando o Microsoft Office Excel, uma análise dos dados foi realizada por meio da ferramenta Regressão. Essa ferramenta efetua uma análise de regressão linear por meio do método de "quadrados mínimos" para ajustar uma linha em um conjunto de observações.

A dependência com as variáveis: diâmetro do tubo,  $D$ ; espessura do tubo,  $t$ ; diâmetro do parafuso,  $d_b$ ; número de parafusos,  $n_b$ ; e resistência do concreto,  $\sigma_{c,Rn}$ , foram testadas. Observando as expressões analíticas do PN 02 125.03-004 e a fraca dependência de algumas das variáveis analisadas, foram propostas como termos para a regressão:  $d_b^2$ ;  $nd_b$ ;  $nd_b^2$ ;  $nd_b\sigma_{c,Rn}$ ;  $n\sigma_{c,Rn}(d_b - 19)$ ;  $n\sigma_{c,Rn}(2d_b - 19)$ ;  $n[d_b + \sigma_{c,Rn}(2d_b - 19)]$ . Entre as análises, um bom resultado é dado pela expressão

$$V_{Rn} = 0,329751 nd_b + 0,108235 nd_b\sigma_{c,Rn} + 0,053123 n\sigma_{c,Rn}(d_b - 19), \quad (4.20)$$

que leva a uma média das diferenças entre os resultados previstos e os numéricos, divididos pelos resultados previstos, igual a 0,00 com mínimo de -0,09 (valores previsto acima dos obtidos numericamente), máximo de 0,07 e desvio padrão de 0,05.

Uma segunda expressão foi obtida,

$$V_{Rn} = 1,776986nd_b + 0,066404n\sigma_{c,Rn}(2d_b - 19), \quad (4.21)$$

que apresenta uma média das diferenças entre os resultados previstos e os numéricos, divididos pelos resultados previstos, é igual a 0,02 com mínimo de -0,11 (valores previsto acima dos obtidos numericamente), máximo de 0,11 e desvio padrão de 0,07. Nas expressões têm-se as unidades:  $d_b$  em mm;  $\sigma_{c,Rn}$  em MPa e o resultado  $V_{Rn}$  em kN.

Apesar da segunda expressão levar a maiores diferenças (ainda aceitáveis) ela é mais simples e será utilizada para algumas análises.

Utilizando a expressão (4.21), variando o número de parafusos e fixando o diâmetro dos parafusos em 19 mm e a resistência à compressão do concreto em 30 MPa, tem-se o gráfico da Figura 4.71, que confirma as observações anteriores. Nota-se que ao dobrar o número de parafusos (de 4 para 8) a capacidade resistente também é duplicada (de 286 kN para 573 kN).

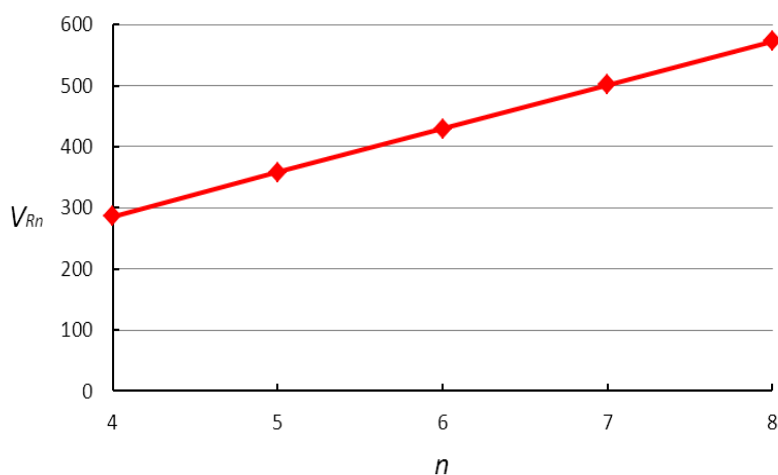


Figura 4.71. Gráfico mostrando a variação da capacidade resistente com o número de parafusos.

Utilizando a expressão (4.21), variando os diâmetros dos parafusos e fixando o número de parafusos em 4 e a resistência à compressão do concreto em 30 MPa, tem-se o gráfico da Figura 4.72, onde confirmam-se as observações anteriores. Ao dobrar o diâmetro dos parafusos (de 12,7 mm para 25,4 mm) a capacidade resistente é multiplicada por 3,08 (de 141 kN para 434 kN).



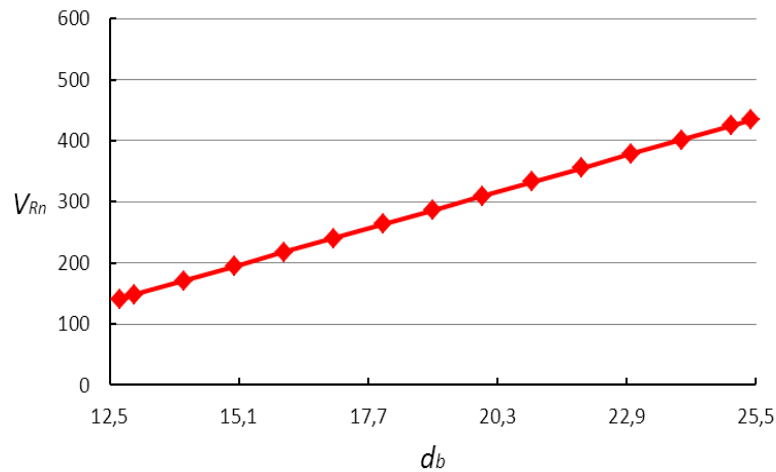


Figura 4.72. Gráfico mostrando a variação da capacidade resistente com o diâmetro de parafusos.

Utilizando a expressão (4.21), variando a resistência à compressão do concreto e fixando o número de parafusos em 4 e o diâmetro em 19 mm, tem-se o gráfico da Figura 4.73, que confirma as observações anteriores. Nota-se que ao aumentar a resistência do concreto em 1,33 vezes (de 30 MPa para 40 MPa), a capacidade resistente fica multiplicada por 1,18 (de 286 kN para 337 kN).

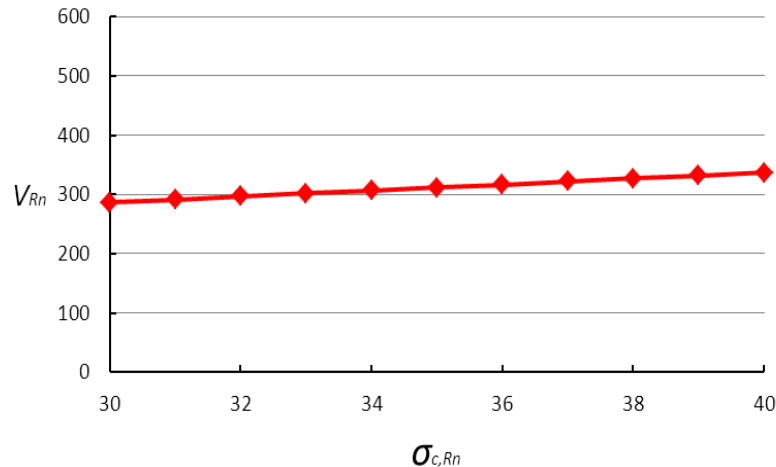


Figura 4.73. Gráfico mostrando a variação da capacidade resistente com a resistência à compressão do concreto.

As análises reforçam as observações anteriores de que o diâmetro dos parafusos tem a maior influência na capacidade resistente da ligação, seguido do número de parafusos e finalmente da resistência à compressão do concreto.

Na Figura 4.74 são apresentadas as curvas força *versus* deslocamento para os modelos numéricos cujo perfil tubular de aço tem diâmetro de 219 mm, espessura de 8,2 mm e concreto com resistência de 30 MPa, juntamente com os valores analíticos obtidos segundo o projeto de norma PN 02 125.03-004. Ressalta-se que o comportamento dos demais modelos são similares ao analisado a seguir.

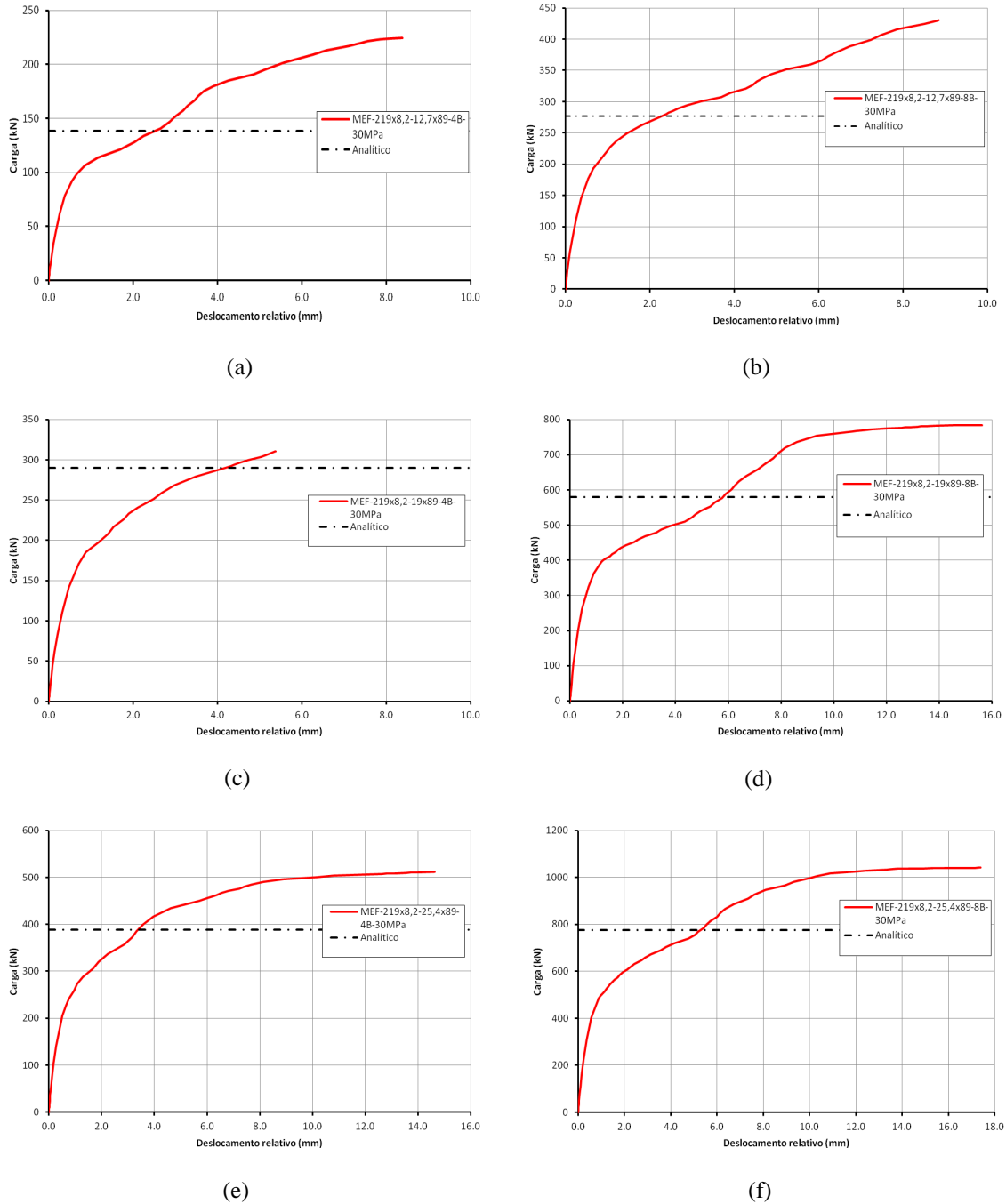


Figura 4.74. Curvas força *versus* deslocamento para modelo 219x8,2 mm e concreto com  $f_{ck}$  igual a 30MPa: (a) 4 parafusos de 12,7 mm de diâmetro; (b) 8 parafusos de 12,7 mm de diâmetro; (c) 4 parafusos de 19 mm de diâmetro; (d) 8 parafusos de 19 mm de diâmetro; (e) 4 parafusos de 25,4 mm de diâmetro; (f) 8 parafusos de 25,4 mm de diâmetro.

Conforme visto na Figura 4.74, os resultados analíticos obtidos pelo PN 02 125.03-004 são sempre conservadores em comparação com os numéricos.

Na Figura 4.75 até Figura 4.77 é apresentada a distribuição das tensões para o incremento de carga correspondente à carga máxima aplicada no modelo 219x8,2-12,7x89-4B-30MPa. Na Figura 4.75, as tensões de von Misses acima de 485 MPa estão representadas na cor cinza, mostrando as partes do modelo com tensões acima da resistência à ruptura ( $f_u$ ) do perfil tubular de aço. Essa análise demonstra que uma grande parte da espessura do tubo de aço em contato com o parafuso está completamente carregada.

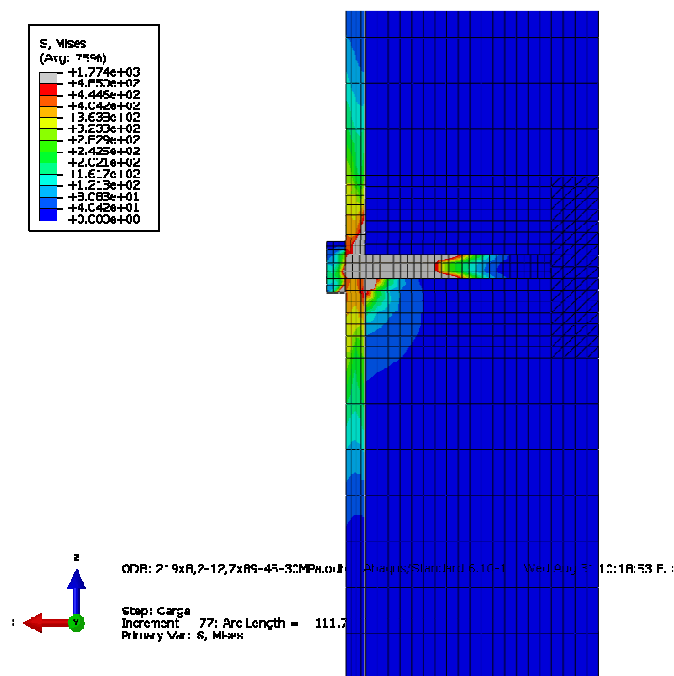


Figura 4.75. Tensões de von Misses para o modelo limitadas a 485 MPa (resistência à ruptura do perfil tubular de aço).

Na Figura 4.76, as tensões de von Misses acima de 825 MPa estão representadas na cor cinza, mostrando as partes do modelo com tensões de von Misses acima da resistência à ruptura ( $f_u$ ) dos parafusos de alta resistência, indicando que uma grande parte do comprimento parafuso está completamente carregada.

Na Figura 4.77, as tensões de compressão longitudinal (negativas) acima de 30 MPa estão na cor preta, mostrando as partes do modelo com tensões acima da resistência a compressão do concreto e uma área muito carregada abaixo do parafuso.

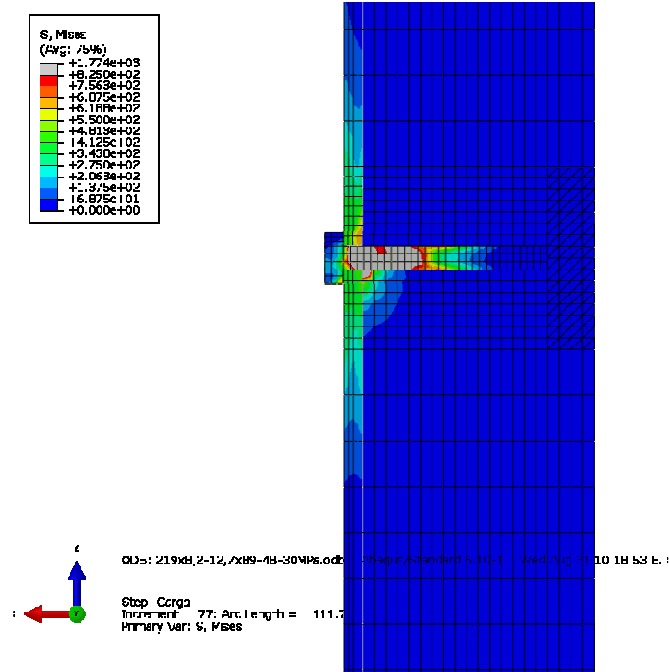


Figura 4.76. Tensões de von Mises limitadas a 825 MPa (resistência à ruptura do parafuso).

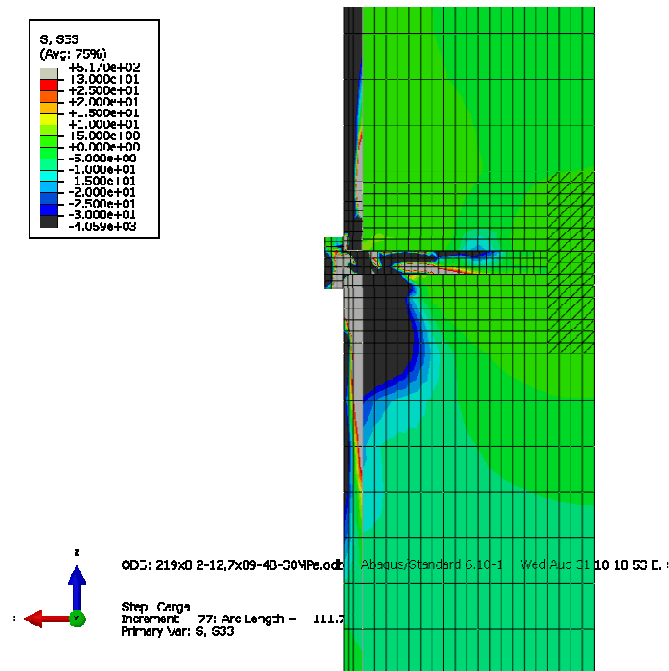


Figura 4.77. Tensões longitudinais limitadas a 30 MPa (resistência do concreto).

Na Figura 4.78 tem-se a configuração deformada do modelo para a força máxima atingida. É possível notar a separação entre o concreto e o parafuso, a separação entre a cabeça do parafuso e a parede do tubo, a flexão do parafuso e, principalmente, a deformação por cisalhamento na região mais solicitada, na interface entre o tubo e o núcleo de concreto.

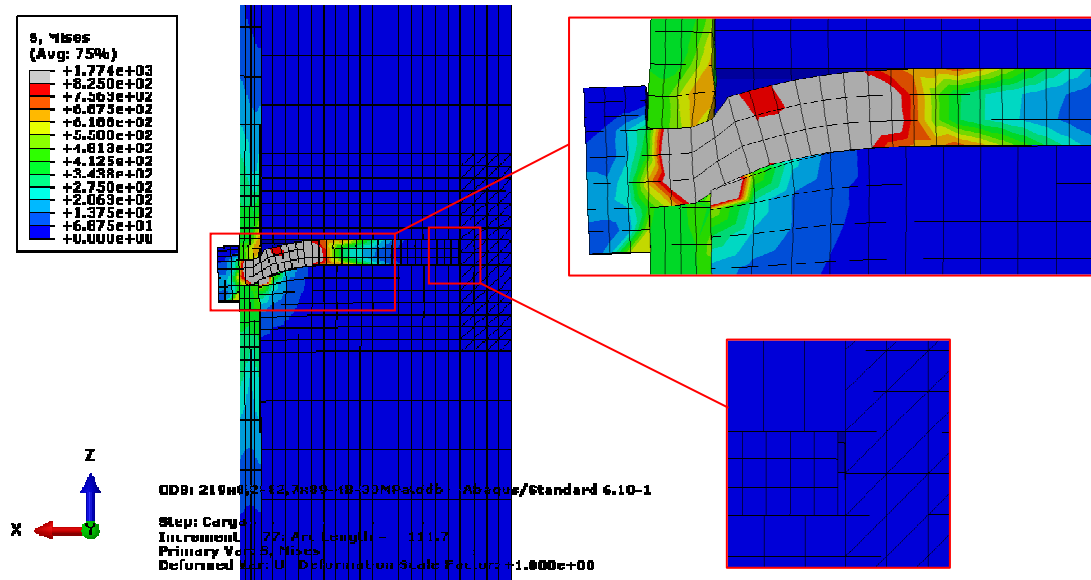


Figura 4.78. Situação deformada do modelo.

### 4.3 Parâmetros para classificação dos conectores de cisalhamento

Utilizando os mesmos parâmetros de classificação dos conectores adotados no item 2.3 do capítulo 2 deste Trabalho, na Tabela 4-11, para os modelos analisados, têm-se um levantamento da carga última ( $P_u$ ), resistência característica ( $P_{Rk}$ ), da capacidade de deslizamento ( $\delta_u$ ), do deslizamento inicial ( $\delta_i$ ) correspondente ao nível de carga característico, da capacidade de deslizamento característico ( $\delta_{ik}$ ), resistência e deslizamento medidos à 60% da resistência característica ( $0,6P_{Rk}$ ,  $\delta_{i(0,6P_{Rk})}$ ), rigidez secante para a carga característica ( $S_i = P_{Rk} / \delta_i$ ) e rigidez secante para 60% da resistência característica ( $S_{i(0,6P_{Rk})}$ ).

No entanto, é importante ressaltar que, embora sejam levantados neste item os mesmos parâmetros do item 2.3 do capítulo 2, alguns cuidados devem ser tomados. Isso deve-se ao fato dos parâmetros do item 2.3 terem sido obtidos a partir de ensaios experimentais

do tipo *push-out*. O ensaio *push-out* é padronizado pela EN 1994-1-1:2004 (ver item 2.2), na qual é especificada a geometria do perfil de aço, quantidades e disposição dos conectores de cisalhamento, quantidade, diâmetro, posição, aderência e resistência das barras de armadura, com prescrições que diferem da configuração dos modelos adotada neste Trabalho.

Assim os parâmetros apresentados na Tabela 4-11 devem ser considerados com cautela, servindo como um indicativo da classificação dos conectores de cisalhamento.

Tabela 4-11. Parâmetros dos parafusos de alta resistência atuando como conectores de cisalhamento.

Modelo	Resultados Numéricos							Rigidez Secante $S_i$	Rigidez Secante $S_{i(0,6*P_{Rk})}$
	$P_u$ (kN)	$P_{Rk}$ (kN)	$\delta_i$ (mm)	$\delta_u$ (mm)	$\delta_{uk}$ (mm)	$0,6 * P_{Rk}$ (kN)	$\delta_{i(0,6*P_{Rk})}$ (mm)		
219x8,2-12,7x89-4B-30MPa	56,2	50,5	5,57	8,39	7,55	30,32	1,69	9,1	17,9
219x8,2-12,7x89-8B-30MPa	53,8	48,4	6,73	8,84	7,96	29,03	1,19	7,2	24,5
219x8,2-19x89-4B-30MPa	77,7	69,9	3,48	5,38	4,84	41,93	0,70	20,1	60,2
219x8,2-19x89-8B-30MPa	98,0	88,2	7,90	15,60	14,04	52,89	1,74	11,2	30,4
219x8,2-25,4x89-4B-30MPa	127,9	115,1	6,27	14,60	13,14	69,08	1,09	18,4	63,4
219x8,2-25,4x89-8B-30MPa	130,2	117,2	8,03	17,40	15,66	70,30	1,50	14,6	46,9
219x8,2-12,7x89-4B-40MPa	57,8	52,0	6,44	14,50	13,05	31,19	1,25	8,1	24,9
219x8,2-12,7x89-8B-40MPa	56,6	51,0	5,66	14,90	13,41	30,58	1,12	9,0	27,3
219x8,2-19x89-4B-40MPa	100,9	90,8	6,70	14,50	13,05	54,46	0,93	13,5	58,6
219x8,2-19x89-8B-40MPa	100,9	90,8	7,19	14,60	13,14	54,49	1,05	12,6	51,9
219x8,2-25,4x89-4B-40MPa	141,1	127,0	5,94	13,30	11,97	76,19	1,18	21,4	64,6
219x8,2-25,4x89-8B-40MPa	142,3	128,1	7,00	13,50	12,15	76,84	1,16	18,3	66,2
219x15,1-12,7x89-4B-30MPa	55,9	50,3	7,78	11,00	9,90	30,19	1,19	6,5	25,4
219x15,1-12,7x89-8B-30MPa	59,2	53,3	8,05	13,50	12,15	31,97	1,41	6,6	22,7
219x15,1-19x89-4B-30MPa	117,1	105,4	8,50	17,50	15,75	63,22	1,92	12,4	32,9
219x15,1-19x89-8B-30MPa	112,8	101,5	13,70	21,10	18,99	60,89	1,90	7,4	32,0
219x15,1-12,7x89-4B-40MPa	60,5	54,4	8,25	12,60	11,34	32,64	1,15	6,6	28,4
219x15,1-12,7x89-8B-40MPa	61,7	55,5	8,14	12,80	11,52	33,32	1,28	6,8	26,0
219x15,1-19x89-4B-40MPa	115,6	104,0	8,66	15,50	13,95	62,40	1,58	12,0	39,5
219x15,1-19x89-8B-40MPa	115,7	104,1	8,54	16,00	14,40	62,48	1,14	12,2	54,8
355x9,5-12,7x89-4B-30MPa	53,3	48,0	7,58	11,30	10,17	28,80	1,55	6,3	18,6
355x9,5-12,7x89-8B-30MPa	53,4	48,1	7,55	11,30	10,17	28,84	1,22	6,4	23,6
355x9,5-19x89-4B-30MPa	50,8	45,7	0,88	1,11	1,00	27,45	0,29	52,0	94,6
355x9,5-19x89-8B-30MPa	103,8	93,5	7,39	13,80	12,42	56,07	1,79	12,6	31,3
355x9,5-25,4x89-4B-30MPa	98,6	88,7	1,93	2,97	2,67	53,23	0,51	46,0	104,4
355x9,5-25,4x89-8B-30MPa	151,9	136,7	6,47	10,20	9,18	82,04	1,63	21,1	50,3
355x9,5-12,7x89-4B-40MPa	46,6	41,9	2,49	3,78	3,40	25,14	0,42	16,8	59,9
355x9,5-12,7x89-8B-40MPa	56,8	51,1	6,30	10,20	9,18	30,65	1,03	8,1	29,8
355x9,5-19x89-4B-40MPa	102,0	91,8	6,15	13,30	11,97	55,05	1,07	14,9	51,5
355x9,5-19x89-8B-40MPa	102,4	92,2	6,99	14,60	13,14	55,30	1,25	13,2	44,2
355x9,5-25,4x89-4B-40MPa	148,2	133,4	5,72	9,01	8,11	80,03	1,15	23,3	69,6
355x9,5-25,4x89-8B-40MPa	151,9	136,7	5,33	9,52	8,57	82,03	1,09	25,6	75,3
355x15,1-12,7x89-4B-30MPa	59,3	53,4	8,14	11,10	9,99	32,02	1,39	6,6	23,0

355x15,1-12,7x89-8B-30MPa	60,8	54,7	7,80	13,50	12,15	32,83	1,56	7,0	21,0
355x15,1-19x89-4B-30MPa	114,7	103,3	9,88	19,00	17,10	61,95	1,63	10,5	38,0
355x15,1-19x89-8B-30MPa	115,9	104,3	8,50	16,00	14,40	62,61	1,56	12,3	40,1
355x15,1-25,4x89-4B-30MPa	187,2	168,5	8,21	17,10	15,39	101,09	1,97	20,5	51,3
355x15,1-25,4x89-8B-30MPa	176,0	158,4	7,30	17,10	15,39	95,05	1,50	21,7	63,4
355x15,1-12,7x89-4B-40MPa	45,0	40,5	2,61	4,98	4,48	24,31	0,35	15,5	69,5
355x15,1-12,7x89-8B-40MPa	66,7	60,1	8,20	14,20	12,78	36,04	1,65	7,3	21,8
355x15,1-19x89-4B-40MPa	116,1	104,5	6,60	16,00	14,40	62,69	1,12	15,8	56,0
355x15,1-19x89-8B-40MPa	109,3	98,3	8,39	16,20	14,58	59,00	1,06	11,7	55,7
355x15,1-25,4x89-4B-40MPa	186,5	167,8	6,50	16,30	14,67	100,70	1,33	25,8	75,7
355x15,1-25,4x89-8B-40MPa	188,2	169,4	8,30	15,60	14,04	101,64	1,35	20,4	75,3

Obs: Os modelos destacados apresentaram dificuldades de convergência.



Com a Tabela 4-11 pode-se notar que, de maneira geral, os conectores podem ser classificados como dúcteis segundo a EN 1994-1-1:2004, pois apresentam deslizamento característico ( $\delta_{uk}$ ) superior a 6 mm.

Para os parafusos de diâmetro nominal igual a 12,7 mm, analisando as rigidezes secantes (os modelos que apresentaram dificuldades de convergência, destacados em células na cor cinza, foram excluídos desta análise) para a carga característica,  $S_{i,P_{Rk}} = P_{Rk} / \delta_i$ , observa-se um valor médio de 7,3 kN/mm com mínimo de 6,3 kN/mm, máximo de 9,1 kN/mm e desvio padrão de 0,94 kN/mm. Para os parafusos de 19 mm, tem-se uma média das rigidezes igual a 12,8 kN/mm, mínimo de 7,4 kN/mm, máximo de 20,1 kN/mm e desvio padrão de 2,77 kN/mm. Para os parafusos de 25,4 mm, a média é de 21,0 kN/mm, mínimo de 14,6 kN/mm, máximo de 25,8 kN/mm e desvio padrão de 3,27 kN/mm.

Nota-se que as médias de 7,3 kN/mm, 12,8 kN/mm e 21,0 kN/mm para os parafusos de 12,7 mm, 19 mm e 25,4 mm, respectivamente, são muito inferiores aos valores levantados no capítulo 2 deste trabalho para os conectores pino com cabeça (*studs*), iguais a 37,4 kN/mm e 57,3 kN/mm, para os ensaios realizados por Lam *et al.* (2005) e An *et al.* (1996) com os conectores pino com cabeça de 19 mm e 25,4 mm. Comparando a média das médias para os parafusos com a menor das médias para os pinos com cabeça, tem-se uma relação igual a 0,37.

Analisando as rigidezes secantes a 60% da resistência característica,  $S_{i(0,6P_{Rk})}$ , para os parafusos de 12,7 mm tem-se: média de 23,9 kN/mm; mínimo de 17,9 kN/mm; máximo de 29,8 kN/mm e desvio padrão de 3,43 kN/mm. Para os parafusos de 19 mm tem-se: média de 45,1 kN/mm; mínimo de 30,4 kN/mm; máximo de 60,2 kN/mm e desvio padrão de 10,86 kN/mm. Para os parafusos de 25,4 mm tem-se: média de 63,8 kN/mm; mínimo de 46,9 kN/mm; máximo de 75,7 kN/mm e desvio padrão de 10,34 kN/mm. Comparando com os valores levantados no capítulo 2 para os pinos, 139,9 kN/mm e 203,9 kN/mm, respectivamente para os ensaios realizados por Lam *et al.* (2005) e An *et al.* (1996), a média das médias para os parafusos em relação à menor das médias para os pinos com cabeça, tem-se uma relação igual a 0,32.

As diferenças entre as rigidezes podem ser explicadas analisando o comportamento e a fixação dos conectores (diferenças entre os modelos também devem influenciar, conforme já comentado). Os pinos com cabeça apresentam um comportamento de barra tracionada com cisalhamento, o que justifica, por exemplo, o coeficiente 0,8 na resistência do mesmo, apresentado pela EN 1994-1-1:2004 (expressões 2.3 e 2.4). O comportamento de barra tracionada (que confere uma maior rigidez) é proporcionada pela base soldada do pino com o perfil e pela cabeça que fica restringida pelo concreto do entorno. Já os parafusos, conforme analisados neste trabalho, não apresentam a cabeça envolvida por concreto, levando a um comportamento de flexão e cisalhamento. Além disso, a união do parafuso com o tubo confere menores restrições (foram modelados furos com o mesmo diâmetro do parafuso) em comparação com o pino que é soldado ao perfil. Possivelmente, uma melhor ligação do parafuso com o tubo, por exemplo, com solda, deve aumentar a rigidez, porém, a espessura do tubo poderá ter uma grande influência nos resultados.

Considerando que a capacidade de carga,  $V_{Rn}$ , é limitada pelos valores prescritos pelo modelo analítico da PN 02 125.03-004, na Tabela 4-12 são apresentados novos valores da rigidez secante a 60% de  $V_{Rn}$ .

Tabela 4-12. Parâmetros dos parafusos de alta resistência atuando como conectores de cisalhamento.

Modelos	$0,6V_{Rn}$ (kN)	$\delta_{i(0,6V_{Rn})}$ (mm)	Rigidez Secante $S_{i(0,6V_{Rn})}$
219x8,2-12,7x89-4B-30MPa	20,76	0,44	47,4
219x8,2-12,7x89-8B-30MPa	20,75	0,48	43,6
219x8,2-19x89-4B-30MPa	43,52	0,75	58,3
219x8,2-19x89-8B-30MPa	43,52	0,82	53,4
219x8,2-25,4x89-4B-30MPa	58,19	0,70	83,2
219x8,2-25,4x89-8B-30MPa	58,18	0,80	72,5
219x8,2-12,7x89-4B-40MPa	19,35	0,28	68,1
219x8,2-12,7x89-8B-40MPa	19,35	0,32	60,3
219x8,2-19x89-4B-40MPa	40,59	0,49	82,5
219x8,2-19x89-8B-40MPa	40,58	0,55	73,6
219x8,2-25,4x89-4B-40MPa	54,26	0,46	117,4
219x8,2-25,4x89-8B-40MPa	54,26	0,53	102,0
219x15,1-12,7x89-4B-30MPa	14,51	0,21	70,1
219x15,1-12,7x89-8B-30MPa	14,51	0,22	65,4
219x15,1-19x89-4B-30MPa	30,44	0,31	99,8
219x15,1-19x89-8B-30MPa	30,44	0,32	94,8
219x15,1-12,7x89-4B-40MPa	19,35	0,25	77,4
219x15,1-12,7x89-8B-40MPa	19,35	0,28	70,4
219x15,1-19x89-4B-40MPa	40,59	0,38	106,8
219x15,1-19x89-8B-40MPa	40,58	0,40	101,2
355x9,5-12,7x89-4B-30MPa	14,52	0,22	67,5
355x9,5-12,7x89-8B-30MPa	14,51	0,25	58,3
355x9,5-19x89-4B-30MPa	30,44	0,36	84,3
355x9,5-19x89-8B-30MPa	30,44	0,40	76,5
355x9,5-25,4x89-4B-30MPa	40,68	0,33	122,2
355x9,5-25,4x89-8B-30MPa	40,69	0,37	111,2
355x9,5-12,7x89-4B-40MPa	19,35	0,27	71,7
355x9,5-12,7x89-8B-40MPa	19,35	0,31	62,6
355x9,5-19x89-4B-40MPa	40,59	0,47	86,9
355x9,5-19x89-8B-40MPa	40,58	0,52	78,6
355x9,5-25,4x89-4B-40MPa	54,26	0,43	127,1
355x9,5-25,4x89-8B-40MPa	54,26	0,47	115,9
355x15,1-12,7x89-4B-30MPa	14,52	0,20	72,2
355x15,1-12,7x89-8B-30MPa	14,51	0,22	65,1
355x15,1-19x89-4B-30MPa	30,44	0,31	97,9
355x15,1-19x89-8B-30MPa	30,44	0,34	90,1
355x15,1-25,4x89-4B-30MPa	40,68	0,28	145,3
355x15,1-25,4x89-8B-30MPa	40,69	0,30	135,6
355x15,1-12,7x89-4B-40MPa	19,35	0,24	80,0
355x15,1-12,7x89-8B-40MPa	19,35	0,27	71,1
355x15,1-19x89-4B-40MPa	40,59	0,39	105,2
355x15,1-19x89-8B-40MPa	40,58	0,43	93,7
355x15,1-25,4x89-4B-40MPa	54,26	0,34	159,1
355x15,1-25,4x89-8B-40MPa	54,26	0,38	144,7

Obs: Os modelos destacados apresentaram dificuldades de convergência.

Analisando as rigidezes secantes à 60% da capacidade resistente,  $S_{i(0,6V_{Rn})}$ , para os parafusos de 12,7 mm tem-se média de 64,2 kN/mm, mínimo de 43,6 kN/mm, máximo de 77,4 kN/mm e desvio padrão de 9,4 kN/mm. Para os parafusos de 19 mm tem-se média de 86,6 kN/mm, mínimo de 53,4 kN/mm, máximo de 106,8 kN/mm e desvio padrão de 16,2 kN/mm. Para os parafusos de 25,4 mm tem-se média de 119,5 kN/mm, mínimo de 72,5 kN/mm, máximo de 159,1 kN/mm e desvio padrão de 26,7 kN/mm.

Lembrando os valores levantados no capítulo 2 para os pinos com cabeça de diâmetro de 19 mm, 139,9 kN/mm e 203,9 kN/mm, respectivamente para os ensaios realizados por Lam *et al.* (2005) e An *et al.* (1996), e comparando-se a média para os parafusos de 12,7 mm (64,2 kN/mm), 19 mm (86,6 kN/mm) e 25,4 mm (119,5 kN/mm) com a menor das médias para os pinos com cabeça (139,9 kN/mm), tem-se as relações 0,46, 0,62 e 0,85, respectivamente. Dessa forma, para manter o nível de rigidez dos parafusos compatível com o dos pinos com cabeça, deve-se multiplicar a quantidade de parafusos de diâmetros 12,7 mm, 19 mm e 25,4 mm, respectivamente, por 2,2, 1,6 e 1,2. Esses fatores de multiplicação podem ser obtidos da expressão  $\alpha = -0,0787d_b + 3,165$ .

Ainda com base na Tabela 4-12, fazendo a razão entre as capacidades resistentes obtidas numericamente para os modelos com 8 parafusos e 4 parafusos e demais características mantidas constantes, tem-se média de 0,91, mínimo de 0,90, máximo de 1,0 e desvio padrão de 0,02. Observa-se que o aumento no número de conectores (parafusos) provoca uma pequena diminuição na rigidez (em torno de 10%). Esse fato pode estar associado às tensões no concreto que se desenvolvem em uma região maior. Talvez, um aumento no espaçamento longitudinal dos conectores diminua essa influência.

Analisando modelos de mesmas características e variando apenas a resistência à compressão do concreto, observa-se para a relação entre os modelos de resistência igual a 40 MPa e 30 MPa uma média de 1,18, um mínimo de 1,03, um máximo de 1,44 e um desvio padrão de 0,16. Dessa forma, um aumento da resistência de 1,33 vezes provoca um aumento de 1,18 vezes na rigidez.

Variando apenas a espessura do tubo, observa-se para a relação entre os tubos de espessura igual a 15,1 e 8,2 (tubos com diâmetro externo de 219,1 mm) uma média de 1,43, um mínimo de 1,14, um máximo de 1,78 e um desvio padrão de 0,23. Dessa forma, um aumento na espessura de 1,84 vezes provoca um aumento de 1,43 vezes na rigidez. Para a relação entre os tubos de espessura igual a 15,1 e 9,5 (tubos com diâmetro externo de 355,6 mm) tem-se uma média de 1,18, um mínimo de 1,07, um máximo de 1,25 e um desvio padrão de 0,06. Assim, um aumento na espessura de 1,59 vezes provoca um aumento de 1,18 vezes na rigidez. O aumento da rigidez com o aumento da espessura do tubo pode ser justificada pela maior restrição proporcionada.

Variando apenas o diâmetro do tubo, observa-se para a relação das rigidezes para os tubos de diâmetro 355,6 mm e 219,1 mm uma média de 0,98, um mínimo de 0,93, um máximo de 1,03 e um desvio padrão de 0,04. Logo, pode-se concluir que o diâmetro dos tubos tem pouca (ou nenhuma) influência na rigidez dos parafusos.

Variando apenas o diâmetro dos parafusos, observa-se para a relação das rigidezes para os parafusos de 19 mm e 12,7 mm uma média de 1,32, um mínimo de 1,21, um máximo de 1,45 e um desvio padrão de 0,09. Dessa forma, um aumento no diâmetro do parafuso de 1,50 vezes provoca um aumento de 1,32 vezes na rigidez. A relação entre as rigidezes para os parafusos de 25,4 mm e 12,7 mm apresenta uma média de 1,86, um mínimo de 1,66, um máximo de 2,08 e um desvio padrão de 0,16. Assim, um aumento no diâmetro de 2,0 vezes provoca um aumento de 1,86 vezes na rigidez. Para a relação entre as rigidezes para os parafusos de 25,4 mm e 19 mm observa-se uma média de 1,46, um mínimo de 1,36, um máximo de 1,54 e um desvio padrão de 0,06. Logo, um aumento no diâmetro de 1,34 vezes provoca um aumento de 1,46 vezes na rigidez.

# 5 CONCLUSÃO

## 5.1 Generalidades

Este trabalho apresenta um estudo numérico de um dispositivo que utiliza parafusos de alta resistência como elementos de transferência de carga em pilares mistos tubulares de aço preenchidos com concreto. Foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional para análise não linear geométrica e de material via método dos elementos finitos usando o programa ABAQUS. Foram utilizados elementos sólidos para os componentes de aço e concreto e também se considerou o contato entre as partes.

Além da importância de se comentar as questões técnicas na tentativa de se dar uma continuidade à pesquisa, em trabalhos futuros, é também importante salientar e contribuir com as questões operacionais vivenciadas dentro do processo de elaboração da dissertação, em todos os seus aspectos.

O fato de a dissertação ser teórica, com extensa análise numérica computacional, implicou necessariamente no manuseio de normas técnicas e vários artigos científicos.

Foi adotada uma metodologia de abordagem gradual do problema, obedecendo a uma sequência de estudos e análises que possibilitasse a compreensão dos conceitos descritos na literatura e permitisse a observação dos diversos aspectos comportamentais dos mecanismos de transferência de carga em pilares tubulares mistos preenchidos com concreto. Primeiramente foi feita uma revisão bibliográfica sobre pilares constituídos por seções tubulares de aço preenchidos com concreto, com foco nos conectores de cisalhamento e seu comportamento em estruturas mistas. Em seguida foi realizado um estudo dos conectores e de fatores que influenciam o seu comportamento, bem como dos parâmetros que permitem sua classificação segundo as normas ABNT NBR8800:2008, EN 1994-1-1:2004, ANSI/AISC 360:10, PN 02 125.03-004, e de trabalhos encontrados na literatura.

Aplicou-se a metodologia de implementação das não linearidades aos modelos, a partir de casos simples encontrados na literatura, fazendo-se o acoplamento gradual dos

fatores que influenciam o comportamento do modelo. Inicialmente, procurou-se simular o comportamento do concreto confinado, uma vez que o confinamento causa uma modificação da relação tensão *versus* deformação. Dessa forma, foram ajustados os parâmetros do modelo constitutivo *Concrete Damage Plasticity* até chegar à relação na qual os resultados numéricos melhor se aproximavam do EN 1992-1-1:2004. Para consideração da rosca do parafuso, efetuou-se uma diminuição do diâmetro nominal seguindo as prescrições da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008. Devido à rosca do parafuso e a interação entre o perfil de aço e o núcleo de concreto, foi realizada uma extensa análise para determinar coeficientes de atrito que representassem a interação e o efeito da rosca do parafuso entre os componentes. Foi realizado um refinamento da malha nas regiões onde ocorrem concentrações de tensões (faixa ao redor dos parafusos), o qual foi obtido após um estudo inicial da malha, mostrando-se adequado. Assim, conseguiu-se verificar e calibrar o modelo, ajustando os parâmetros de controle e melhorando a convergência e a precisão dos resultados.

## **5.2 Considerações e conclusões finais**

O escopo deste trabalho é investigar numericamente o comportamento força *versus* deslocamento de parafusos de alta resistência usados como elementos de transferência de carga em pilares mistos constituídos por um tubo de aço preenchido com concreto. A ênfase é a região da interface entre os materiais aço e concreto, para cargas aplicadas diretamente no aço, simulando um ensaio modificado de cisalhamento direto (*push-out*).

O objetivo do trabalho foi alcançado, sendo comprovada a viabilidade do uso dos parafusos de alta resistência como conectores de cisalhamento.

O tamanho dos modelos e os tipos de elementos finitos podem ser um fator decisivo e implicar em impossibilidade de processamento. Modelos muito grandes, ou seja, com grande número de elementos finitos, estão sujeitos a limitações diversas de *software* ou de *hardware* que podem dificultar ou até impedir o processamento dos modelos. Devido à simetria e aos tipos de elementos usados, foi possível modelar apenas um quarto dos modelos, o que otimizou o tempo de processamento. A modelagem completa dos modelos era totalmente inviável utilizando computadores usuais com memória RAM menor ou igual a 8 GB (gigabytes). Os modelos com 4 parafusos tinham

aproximadamente 108000 elementos. O computador utilizado para o processamento desse conjunto de modelos possui processador Intel Quad Core I7, 24 GB de memória RAM 1333 MHz DDR3, no qual o tempo mínimo aproximado de processamento para os modelos com as maiores dimensões foi de 72 horas.

Os valores encontrados analiticamente e por meio da modelagem numérica se mostraram bastantes coerentes para descrever o comportamento dos parafusos de alta resistência. Nota-se também que o modelo simulou adequadamente o comportamento do aço, do concreto, do deslizamento relativo e a rigidez inicial do dispositivo, bem como a mudança de rigidez durante a aplicação do carregamento.

Nos modelos analisados a carga foi aplicada somente no topo do perfil de aço e apenas o núcleo de concreto foi apoiado em sua parte inferior, permitindo a expansão lateral desse núcleo. Para a interface, na direção tangencial, considerou-se que o deslizamento entre o núcleo de concreto e tubo de aço e entre o parafuso e núcleo de concreto ocorrem livremente, simulando um coeficiente de atrito nulo. Entre o parafuso e tubo aço, na direção tangencial, o contato foi considerado e simulado com um alto coeficiente de atrito (igual a 1,0). Na direção normal, o modelo de interação (contato) levou em conta as tensões de compressão entre as partes e permitiu a separação entre as mesmas quando a interface ficava tracionada.

No modelo numérico, devido à rosca do parafuso, considerou-se uma diminuição do diâmetro do parafuso (furo ajustado) seguindo as prescrições da ABNT NBR 8800:2008, utilizando um diâmetro efetivo para o parafuso dado por

$$d_e = d_n \sqrt{0,6667} , \quad (5.22)$$

onde  $d_n$  é o diâmetro nominal do parafuso.

Foi realizado um comparativo da capacidade resistente dos conectores (força máxima aplicada nos modelos de elementos finitos) com as capacidades resistentes obtidas com as expressões da PN 02 125.03-004. Variou-se a tensão de compressão resistente nominal do concreto,  $\sigma_{c,Rn}$ , de 1,0, 1,43, 1,7, e 2,0 vezes o  $f_{ck}$ , evidenciando a influência do valor da tensão de compressão resistente admitida no modelo analítico. O valor de 1,43 vez o  $f_{ck}$  previsto pela PN 02 125.03-004 conduziu a valores conservadores em comparação com os numéricos.



Observando as relações entre a máxima força aplicada nos modelos numéricos e as capacidades resistentes do tubo e do núcleo de concreto, nota-se que o tubo apresenta uma folga considerável. Para o núcleo de concreto, a relação atinge um máximo de 1,08, o que não indica um esgotamento da capacidade resistente, pois o mesmo está submetido a um estado multiaxial de tensões que proporciona uma maior capacidade resistente. Essa maior capacidade resistente poderia ter sido avaliada com um modelo com carga aplicada diretamente no concreto. Porém esse não é um caso muito real, pois em pilares mistos, o aço também se encontra carregado e, portanto o confinamento é diminuído.

Partindo das análises do capítulo anterior, é possível notar que o diâmetro dos parafusos tem a maior influência na capacidade resistente dos conectores, seguida do número de parafusos, da resistência à compressão do concreto e, finalmente, da espessura da parede do perfil tubular. Observa-se que a variação no diâmetro do tubo tem uma influência desprezável na capacidade resistente do conector. Analisando apenas as médias e a relação entre os diâmetros dos parafusos, observa-se que o aumento do diâmetro provoca um aumento superior na capacidade resistente. Nota-se que a PN 02 125.03-004 apresenta relações diretamente proporcionais ao diâmetro e ao diâmetro elevado ao quadrado. Tomando como base a média, um aumento do número de parafuso de 4 para 8 provoca um aumento de mesma ordem na capacidade resistente dos modelos. Por outro lado, esse aumento do número de parafusos, que implica em duas linhas de parafusos espaçados com o mínimo previsto pela PN 02 125.03-004, provoca uma pequena diminuição da rigidez.

Analisando as médias das rigidezes secantes para a carga característica,  $S_{i,P_{Rk}} = P_{Rk} / \delta_i$ , e as rigidezes secantes a 60% da resistência característica,  $S_{i(0,6P_{Rk})}$ , dos parafusos de 12,7 mm, 19 mm e 25,4 mm, respectivamente, nota que as rigidezes são extremamente inferiores aos valores levantados no capítulo 2 deste trabalho para os conectores pino com cabeça (*studs*) nos ensaios realizados por Lam *et al.* (2005) e An *et al.* (1996). Observou-se que para manter o nível de rigidez dos parafusos compatível com o dos pinos com cabeça, deve-se multiplicar a quantidade de parafusos de diâmetros 12,7 mm, 19 mm e 25,4 mm, por 2,2, 1,6 e 1,2, respectivamente. Esses fatores de multiplicação podem ser obtidos da expressão  $\alpha = -0,0787d_b + 3,165$ . As diferenças entre as rigidezes

citadas podem ser explicadas analisando o comportamento e a fixação dos conectores. Nota-se também que quando se analisa isoladamente a resistência à compressão do concreto, a espessura do tubo e o diâmetro do parafuso, as rigidezes aumentam. Em contrapartida, pode-se dizer que o diâmetro dos tubos tem uma influência desprezável na rigidez dos parafusos.

Sugere-se, portanto, que além da resistência dos parafusos, seja observada a rigidez adequada por meio da multiplicação da quantidade de parafusos pelo fator  $\alpha = -0,0787d_b + 3,165$ . Sugere-se também, apesar de as análises terem sido feitas neste trabalho com furos ajustados, a utilização de soldas que garantam a transmissão total das cargas.

Observa-se que as conclusões são válidas dentro dos limites analisados neste trabalho e recomenda-se que o comprimento mínimo dos parafusos seja de  $3,5d_b$ .

### **5.3 Sugestões para trabalhos futuros**

O uso dos parafusos de alta resistência como elementos de transferência de carga é relativamente recente e existem poucos estudos sobre sua capacidade resistente e seu comportamento, portanto as sugestões para trabalhos futuros se concentram em trabalhos que possam avançar nesse sentido. Entre eles:

- realizar ensaios experimentais para verificar se os resultados têm uma boa correlação com os analíticos e numéricos obtidos neste trabalho;
- realizar ensaios numéricos e experimentais, aplicando os demais tipos de conectores de cisalhamento encontrados na literatura em uma configuração próxima à utilizada neste trabalho, por exemplo, tubo preenchido com concreto utilizando pinos com cabeça para transferência de carga;
- realizar ensaios do tipo *push-out* com parafusos de alta resistência, a fim de se obter os parâmetros que os classifiquem quanto à rigidez e ductilidade;
- aumentar o espaçamento longitudinal dos conectores para verificar a influência desse parâmetro na rigidez da ligação;

- analisar modelos com carga aplicada diretamente no concreto para avaliar a capacidade resistente;
- estudar o comportamento do modelo em situação de incêndio.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO LRFD. Bridge design specifications. 3rd ed. *American Association of State Highway and Transportation Officials*; 2004.
- ABNT NBR 6118:2003. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Projeto de Estruturas de Concreto.
- ABNT NBR 8800:2008. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.
- ACI (2008), *Building Code Requirements for Structural Concrete, ACI 318-08*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- Ahn, J-H., Yoon, J-H., Kim, J-H., Kim, S-H. (2011) Evaluation on the behavior of abutment–pile connection in integral abutment bridge. *Journal of Constructional Steel Research*, doi:10.1016/j.jcsr.2011.02.007.
- AISI. *Integral abutment for steel bridges*. In: Highway structures design handbook, vol. II. 1996 [Chap. 5].
- Almeida, P.H.F., Caldas, R.B., Fakury, R.H., Araújo, A.H.M., Souza, P.A., (2011). Modelo Numérico para um Dispositivo de Transferência de Carga em Pilares Mistos Tubulares Preenchidos com Concreto. In: *Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, Ouro Preto-MG, CILAMCE 2011.
- Alostaz, Y.M., Schneider, S.P. (1996). Analytical Behavior of Connections to Concrete-filled Steel Tubes. *J. Construct. Steel Res.* Vol. 40, No. 2, pp. 95-127, 1996.
- An, L., and Cederwall, K. (1996). Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete. *J. Constr. Steel Res.*, Vol.36 (1), 15–29.
- ANSI/AISC 360-05. *Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 360-10. *Public Review I on the Specification for Structural Steel Buildings*. American Institute of Steel Construction.

- ASTM A325-10. *Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength.*
- Bärtschi, R. (2005). *Load-Bearing Behaviour of Composite Beams in Low Degrees of Partial Shear Connection*, PhD thesis, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich.
- Bremer, C. F. (2007). *Vigas mistas em perfis formados a frio com lajes mistas e lajes moldadas sobre painéis de concreto celular*. Belo Horizonte, Tese de Doutorado. Programa de Pós Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.
- Caldas, R.B. (2004). *Análise Numérica de Pilares Mistos Aço-Concreto*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da UFOP.
- Caldas, R.B. (2007). *Notas de aulas.de Resistência dos materiais*.
- Caldas, R.B., Fakury, R.H., Sousa Jr., J.B.M. (2007). Bases do Dimensionamento de Pilares Mistos de Aço e Concreto Segundo o Projeto de Revisão da NBR 8800. *Revista da Escola de Minas*, 60(2), 271-276.
- Cândido-Martins, J.P.S., Costa-Neves, L.F. e Vellasco, P.C.G.S. (2010). Experimental evaluation of the structural response of perfobond shear connectors. *Eng Struct*, 32 8, pp. 1976–1985.
- Castro e Silva, A.L.R. (2006). *Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial*. 2006. Tese de doutorado, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Chapman, J.C. (1964). Composite construction in steel and concrete – The Behaviour of composites beams. *The Structural Engineer*. v. 42, n. 4, p. 115-125.
- Chapman, J.C., Balakrishnan, S. (1964). Experiments on composite beams. *The Structural Engineer*. v. 42, n. 11, p. 369-383.

- Chaves, I.A. (2009). *Viga mista de aço e concreto constituída por perfil formado a frio preenchido*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.
- Chaves, L.B. (2001). *Análise teórico-experimental das regiões de introdução de cargas em pilares mistos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia de Estruturas da UFMG (2001).
- Chien, E.Y.L. e Ritchie, J.K. (1984). Design and construction of composite floor systems. *Canadian Institute of Steel Construction*, Toronto, Ontario.
- Chin, J.W., Kang, J.Y., Choi, E.S., Lee, J.W. (2008). Study on structural behavior characteristics of concrete filled steel tube girder bridges. *Tailor Made Concrete Structures: New Solutions for our Society*, pag 176.
- Chodraui, G.M.B. (2006). *Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão*. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo. (Tese de Doutorado).
- Chung, K.F., Narayanan, R. (1994). Composite column design to Eurocode 4; SCI Publication 142, *The Steel Construction Institute*.
- Crisinel, M. (1987). New system of connection with non-welded shear connectors. *Proceedings of the ASCE/IABSE Engineering Foundation Conference on Composite Construction*, Henniker, New Hampshire, p. 636-645.
- Earls, C.J. (1999). Effects of material property stratification and residual stresses on single angle flexural ductility. *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 51, p. 147-75.
- EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. *European Committee for Standardization*.
- EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings. *European Committee for Standardization*.

- Fakury, R.H., Castro e Silva, A.L.R., Caldas, R.B. (2011). *Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto*, Versão 5.
- Feenstra, P.H.; Rots, J.G.; Arnesen, A.; Teigen, J. G.; and Hoiseth, K. V. (1998). A 3D Constitutive Model for Concrete Based on Co-Rotational Concept. Computational Modelling of Concrete Structures, R. de Borst, N. Bióanió, H. Mang, and G. Meschke, eds., Proceedings of the EURO-C 1998 *Conference on Computational Modelling of Concrete Structures*, Austria, pp. 13-22.
- Galjaard, H., Walraven, J.C. (2001). Static tests on various types of shear connectors for composite structures, In: *International Symposium on Connections Between Steel and Concrete*, University of Stuttgart, v.2, p. 1313-1322.
- Galjaard, H.J.C. e Walraven, J.C. (2001). Behaviour of different types of shear connectors for steel-concrete structures. *Structural Engineering, Mechanics and Computation*, vol 1, pp. 385-392.
- Ghavami, K. (1998). Ultimate load behaviour of flexible and rigid connectors in composite beams. *Journal Construction Steel Research*, v.46, p.208-210.
- Hawkins, N.M. (1968). Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates, *Magazine of Concrete Research (London)*, V. 20, No. 62, Mar. 1968, pp. 31-40.
- Hegger, J., Sedlacek, G., Döinghaus, P., Trumpf, H. (2001) Studies on the ductility of shear connectors when using high-strength concrete, In: *International Symposium on Connections Between Steel and Concrete*, University of Stuttgart, v.2, p. 1024-1045.
- Hibbitt; Karlsson; Sorensen. *ABAQUS/Standard – User’s manual*. 1998. Vol. I, II e III, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc, EUA.
- Hilti (2005). Hilti Portugal, [www.hilti.pt](http://www.hilti.pt).
- Jacobs, W.P., Hajjar, J.F. (2010). Load transfer in composite construction; Proc. *Structures Congress 2010*, ASCE/SEI, p.1229-1240, Orlando, Florida.
- Johnson, R.P. (1970). Research on steel concrete composite beams. *ASCE Journal of Structural Division*, 96(ST3):445–59, 1970.

- Korean expressway & transportation research institute. *Integral bridge design guideline (jointless bridge)*; 2009.
- Kraus, D., Wurzer, O. (1997a) Bearing capacity of concrete dowels, IABSE, Innsbruck, pp. 133-138.
- Kraus, D., Wurzer, O. (1997b). Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete. *Dowels, Computer & Structures*, Vol. 64, No. 5/6, pp. 1271-1279.
- Lam, D. and El-Lobody, E. (2005). Behaviour of headed stud shear connectors in composite beam. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 131 1, pp. 96–107.
- Leonhardt, F.; Andrä, W.; Andrä, H.P.; Harre, W. (1987). Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector With High Fatigue Strength for Composite Structures). *Beton und Stahlbetonbau*, Berlin, No. 12, pp. 325-331, 1987.
- Malite, M. (1990). *Sobre o comportamento de estrutural de vigas aço-concreto: Ênfase em Edifícios*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 144p.
- Medberry, S.B.; Shahrooz, B.M. Perfobond Shear Connector for Composite Construction, *AISC Engineering Journal*, Chicago, 2002-1, pp.2-12, 2002.
- Mirmiran, A., Shahawy, M. (1997). Dilation characteristics of confined concrete. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, vol. 2, 237±249 (1997).
- Morino, S., Tsuda, K.(2001). Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tube Column System in Japan. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, Vol. 4, No. 1
- Muciaccia, G., Giussani, F., Rosati, G., Mola, F.(2010). Response of self-compacting concrete filled tubes under eccentric compression. *Journal of Constructional Steel Research* 67 (2011) 904–916.
- Nguyen, H.T., Kim, S.E., (2009). Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, pp. 1909-1920.



- Oehlers DJ, Coughlan CG (1986). The shear stiffness of stud shear connections in composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*; 6 : 273–84.
- Oehlers, D.J. (1989). Splitting induce by shear connectors in composite beams. *Journal of Structural Engineering*. v.115, No 2, p.341-362. Adelaide, Australia.
- Oehlers, D.J. (1989); Park , S.M. (1992). Shear connectors in composite beams with longitudinally cracked slabs. *Journal of Structural Engineering*. v.118, p.2004-2022.
- Oguejiofor, E.C. (1990). *Behaviour of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- Oguejiofor, E.C., Hosain, M.U. (1994). A parametric study of Perfobond rib shear connectors, *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.21, p.614-625.
- Oguejiofor, E.C., Hosain, M.U. (1995). Tests of full-size composite beams with Perfobond rib connectors, *Canadian Journal of Civil Engineering*, n.22, p.80-92.
- Oliveira, A.F.N (2007). *Análise do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brazil, 2007.
- Oliveira, L.A.F (2001). *Estudo do comportamento e da resistência das vigas mistas aço-concreto contituídas por perfis formados a frio e lajes pré-fabricadas*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brazil, 2001.
- Oliveira, Walter Luiz A., Debs, Ana Lúcia H.C.E. Estudo do Efeito de Confinamento do Concreto em PMP Curtos. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v, 11, n. 48, p. 39-53, 2009.
- Pallarés, L. and Hajjar, J. F. (2010). Headed Steel Stud Anchors in Composite Structures: Part I. Shear. *Journal of Constructional Steel Research*, v.66, n.2, February, p.198-212.

- Pashan, A. (2006). *Behaviour of channel shear connectors: push-out tests*. MSc thesis, Department of Civil Engineering, Canada: University of Saskatchewan; 2006
- PN 02 125.03-004. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.
- Poot, S. (2001). Perfobond connection and tests, In: *International Symposium on Connections Between Steel and Concrete*, University of Stuttgart, v.2, p.1095-1104.
- Quddusi, F. (1994). *Behaviour of slotted and flexible Perfobond rib shear connectors*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- Qureshi, J, Lam, D, Ye, JQ. (2011). The influence of profiled sheeting thickness and shear connector's position on strength and ductility of headed shear connector. *Engineering Structures*, vol. 33, pp.1643-1656.
- Ranković, S., Drenić, D. (2002). Static strength of the shear connectors in steel-concrete composite beams: regulations and research analysis. *Facta Universitatis Series: Architecture and Civil Engineering* Vol. 2, No 4, 2002, 251 - 259.
- Salmon e Johnson (1990). STEEL STRUCTURES: Design and Behavior. *Emphasizing Load and Resistance Factor Design*, Third Edition, p.45-46.
- Schleich, J. (2001). Development and application of saw-tooth connections for composite structures, In: *International Symposium on Connections Between Steel and Concrete*, University of Stuttgart, v.2, p.1105-1118.
- Schmid, V. (2001). Geometry, behaviour and design of high capacity saw-tooth connections, In: *International Symposium on Connections Between Steel and Concrete*, University of Stuttgart, v.2, p.1119-1128.
- Schneider, S.P. (1998). Axially loaded concrete-filled steel tubes. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.124, n.10, p.1125-1138. Oct., 1998.
- Shams, M.; Saadeghvaziri, M. A. (1997). State of the art of concrete-filled steel tubular columns. *ACI Structural Journal*, v.94, n.5, p.558-571. Sep-Oct., 1997.

- Shanmugam, N.E.; Lakshmi, B. (2001). State of the art report on steel-concrete composite columns. *Journal of Constructional Steel Research*. v. 57, n. 10, p.1041-1080. Oct., 2001.
- Shariati, M. et al. (2011). Shear resistance of channel shear connectors in plain, reinforced and lightweight concrete. *Sci Res Essays*, 6 4, pp. 977–983.
- Shim, C.-S. Lee, P.-G. Yoon, T.-Y. (2004). Static behavior of large stud shear connectors, *Engineering Structures*, 26(12), pp. 1853-1860.
- Silva, M.A.P. (2011). *Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa.
- Starossek, U., Falah, N. (2009). The interaction of steel tube and concrete core in concrete-filled steel tube columns, In: *12th International Symposium on Tubular Structures*, 84 (2009); p.75-84, Shanghai, China.
- Starossek, U., Falah, N., Löhning, T. (2008a) Numerical Analyses of the Force Transfer in Concrete-Filled Steel Tube Columns. *The 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'08)*, Korea.
- Starossek, U.; Falah, N. (2008b). Force transfer in concrete-filled steel tube columns. *Proceedings, 5th European Conference on Steel and Composite Structures – Eurosteel 2008*, Graz, Austria, September 3-5.
- Veldanda, M.R., Hosain, M.U. (1991). Behavior of Perfobond rib shear connectors: pushout tests. *Structural Engineering Research Report No. 37*, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada.
- Veríssimo, G.S. (2007b). *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Veríssimo, G.S., Oliveira, A.F.N., Valente, M.I.B., PAES, J.L.R., Cruz, P.J.S., Fakury, R.H., Rodrigues, F.C. (2008a). Avaliação do desempenho de um conector de

cisalhamento para sistemas de pisos mistos com pré-laje de concreto. *XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*.

Veríssimo, G.S., PAES, J.L.R., Oliveira, A.F.N., Fakury, R.H., Rodrigues, F.C. (2009). Análise experimental da conexão mista aço-concreto com conector Crestbond adaptado para sistemas de piso com pré-laje de concreto pré-fabricada. *CILAMCE 2009*.

Veríssimo, G.S., Paes, J.L.R., Fakury, R.H., Rodrigues, F.C. (2007a). Desenvolvimento e estudo do comportamento estrutural de um novo conector de cisalhamento para estruturas mistas de aço e concreto. *Projeto TEC 345-04 Relatório Final*, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

Veríssimo, G.S., Valente, Isabel, PAES, J.L.R., Cruz, P.J.S., Fakury, R.H. (2007c). Projeto e análise experimental de um conector de cisalhamento em chapa de aço dentada para estruturas mistas de aço e concreto. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estructural*, v.3, p.53-67.

Veríssimo, G.S.; Paes, J. L. R.; Fakury, R.H.; (2008b). Modelagem da capacidade resistente do conector de cisalhamento CRESTBOND com redes neurais artificiais, *CMNE/CILAMCE 2008*, Maceió, Brasil.

Veríssimo, G.S.; Valente, I.; Paes, J.L.R.; Cruz, P.J.S., Fakury, R.H. (2005). Programa Experimental para estudo do comportamento de um conector de cisalhamento em chapa de aço dentada para estruturas mistas de aço e concreto, *Relatório Técnico*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal.

Viest, I.M. Review of research on composite steel-concrete beams. *Journal of the Structural Division*, ASCE, 86(ST6), Paper 2496, 1-21, 1960.

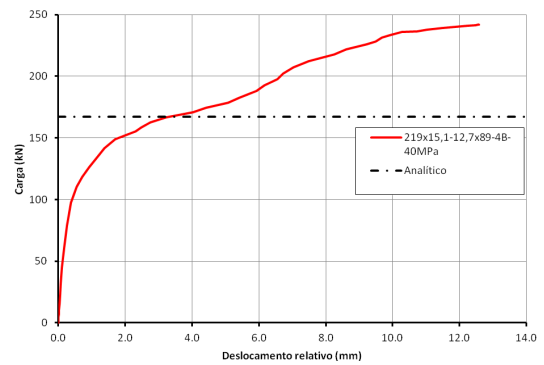
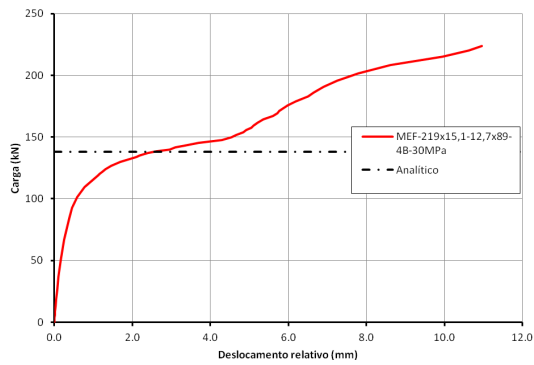
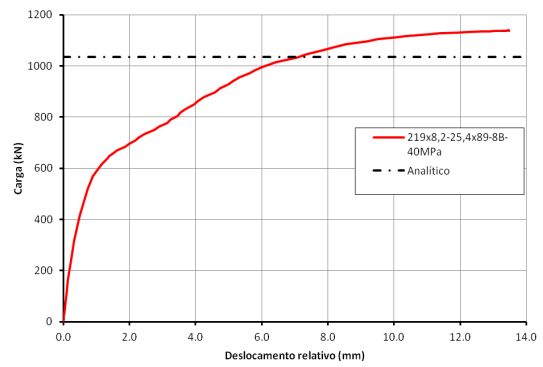
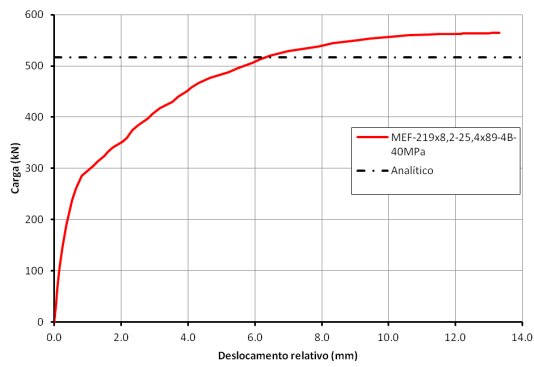
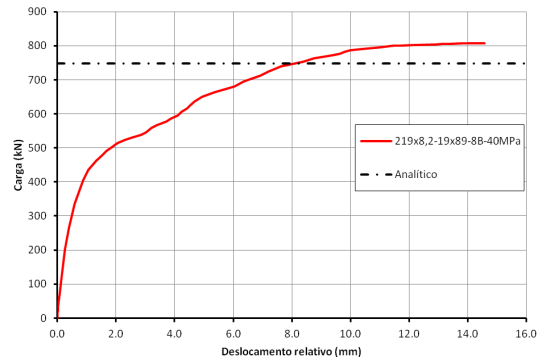
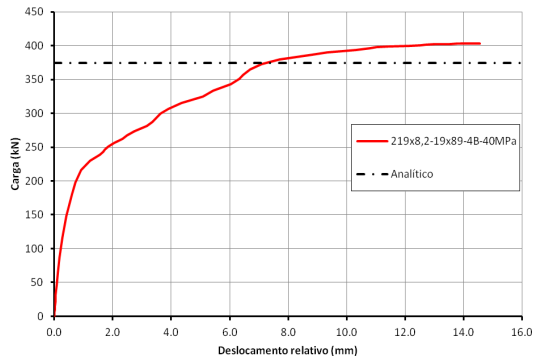
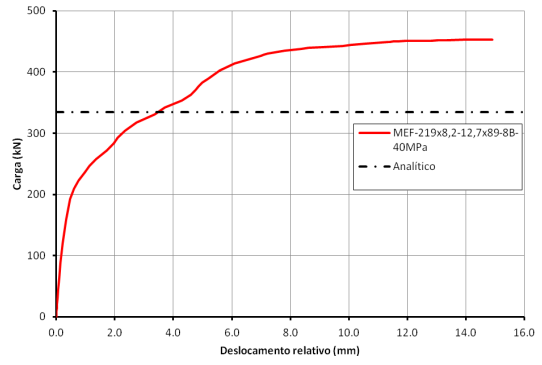
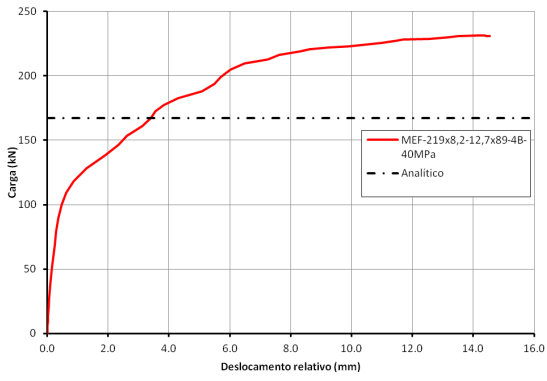
Wium, J.A., Lebet, J.P. (1994). Simplified calculation method for force transfer in composite columns; *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120, n.3, p.728-746.

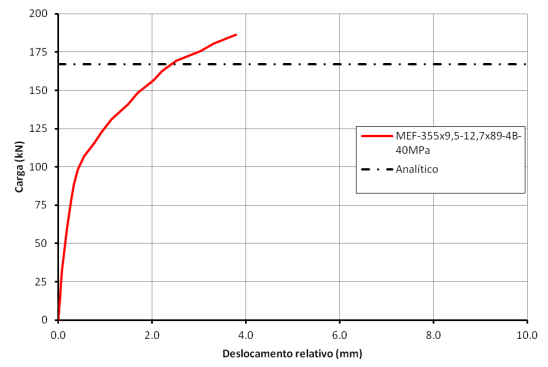
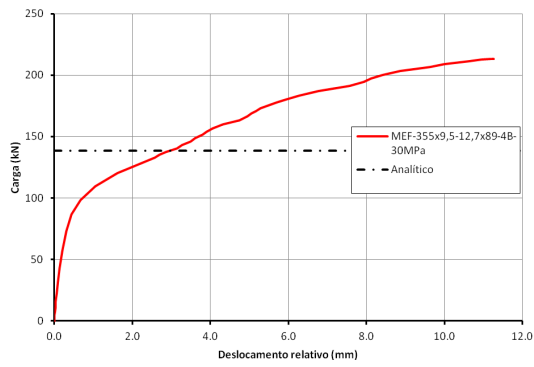
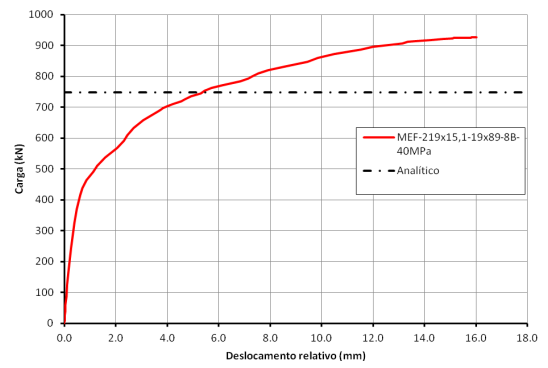
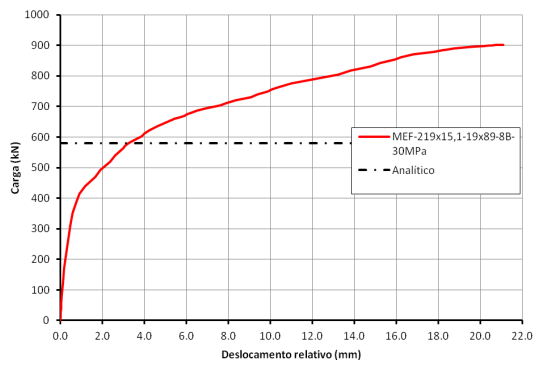
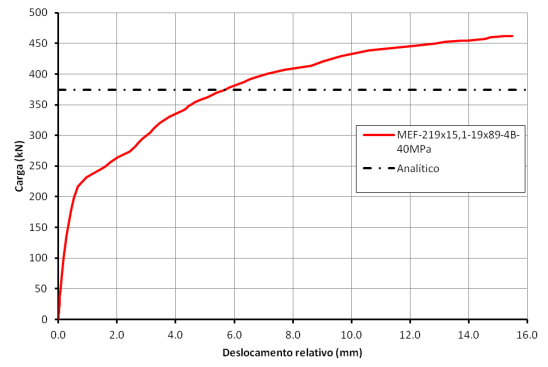
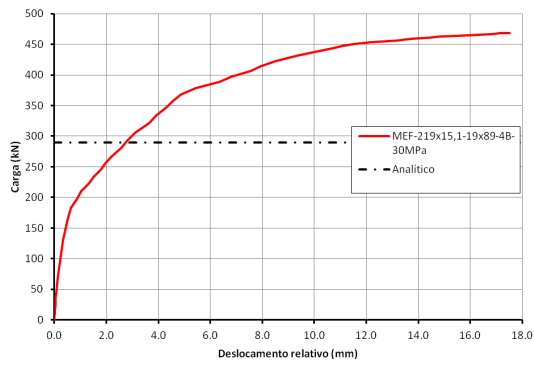
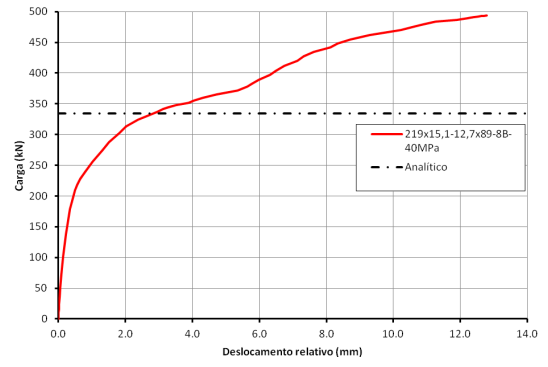
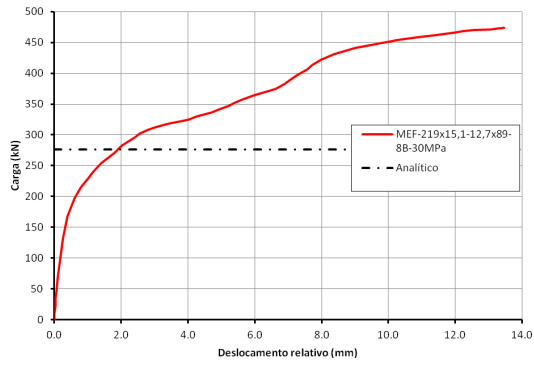
Xiong, G.J., Wu, X.Y., Li, F.F., Yan, Z.(2010). Load carrying capacity and ductility of circular concrete columns confined by ferrocement including steel bars. *Construction and Building Materials* 25 (2011) 2263–2268.

Zellner, W. (1987). Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. *Proceedings of the IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction*, Henniker, N.H., p.240-252.

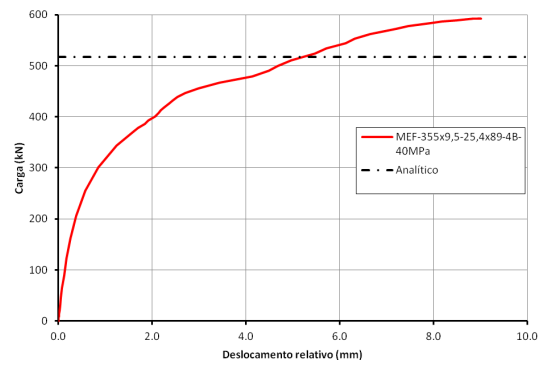
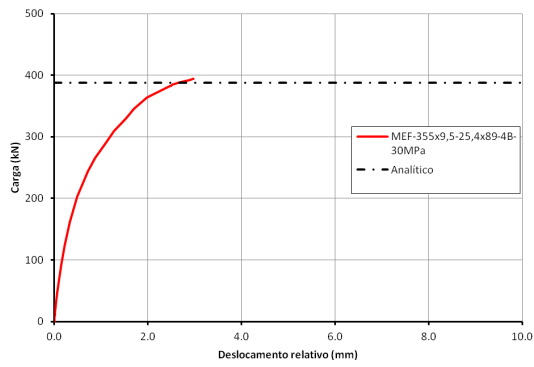
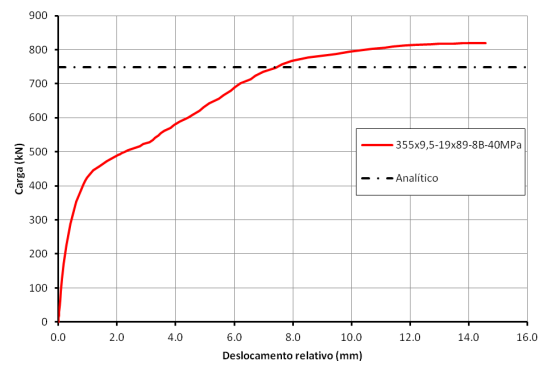
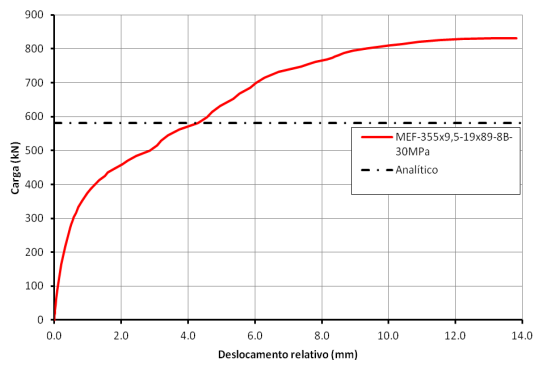
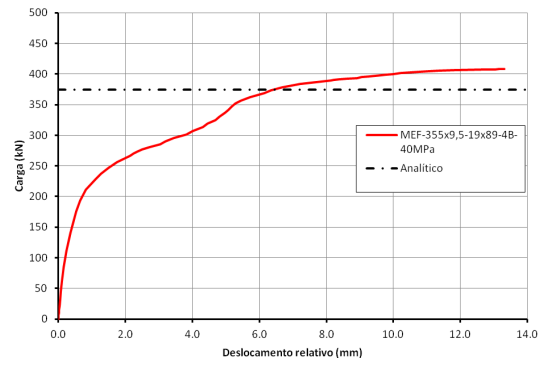
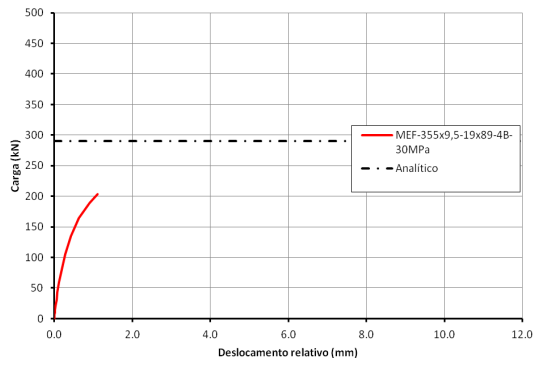
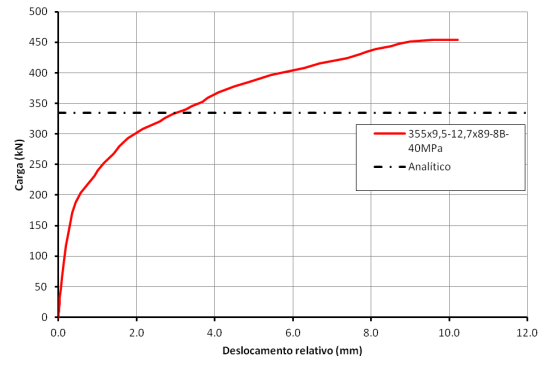
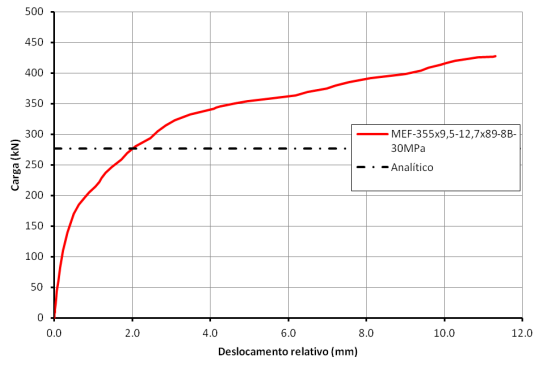
## **ANEXO A**

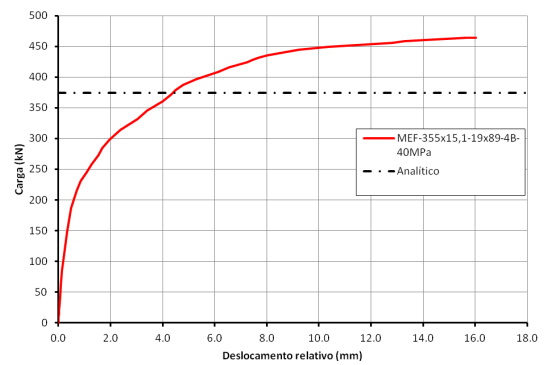
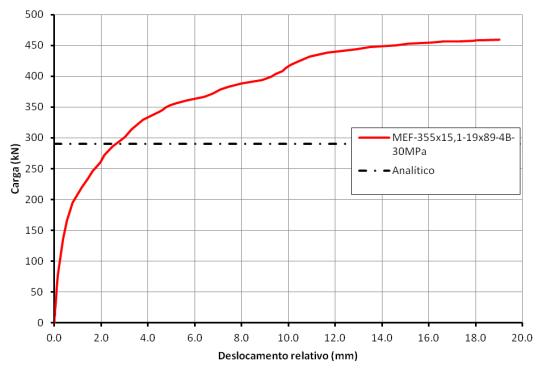
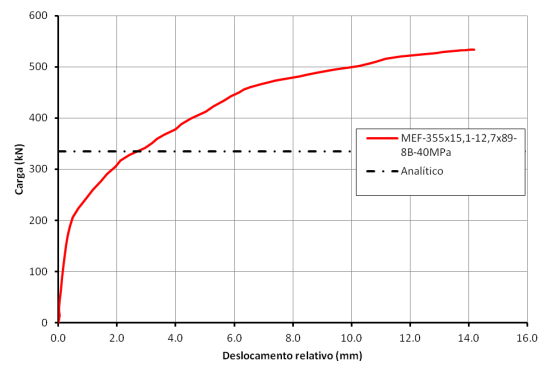
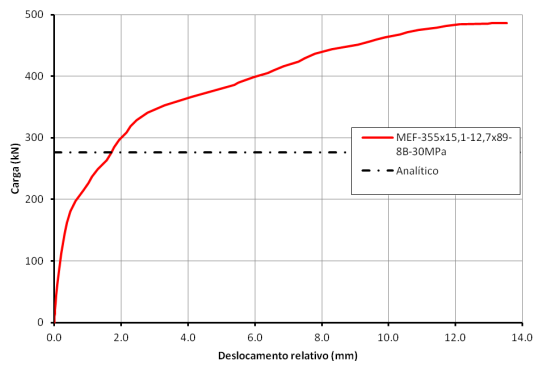
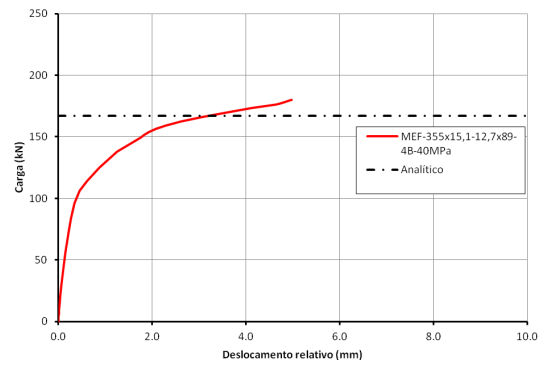
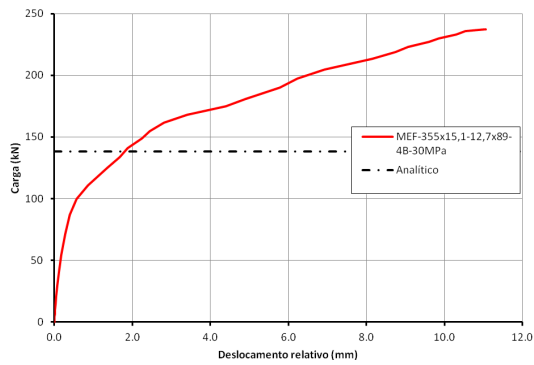
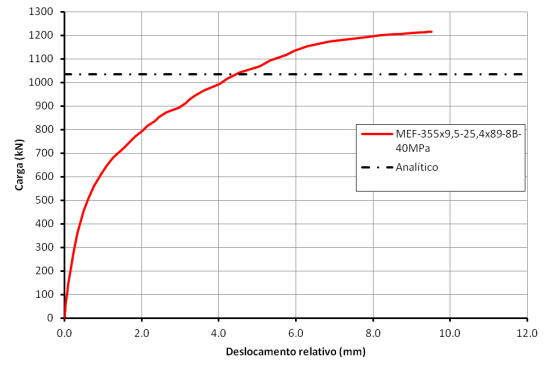
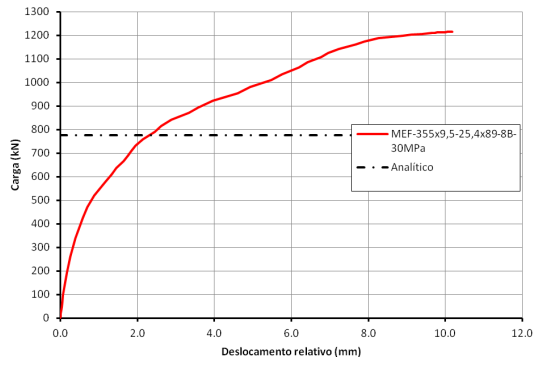
Curvas carga *versus* deslocamento dos modelos analisado neste trabalho.

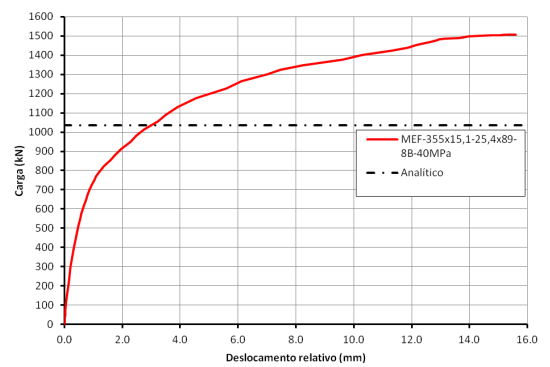
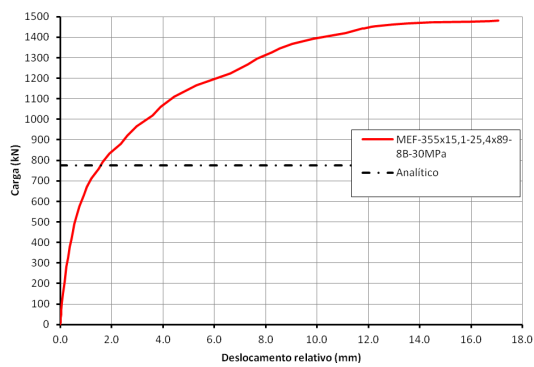
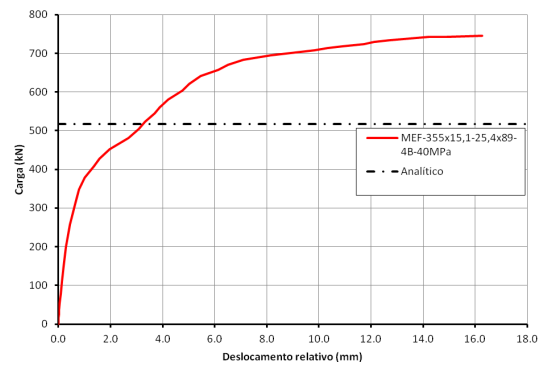
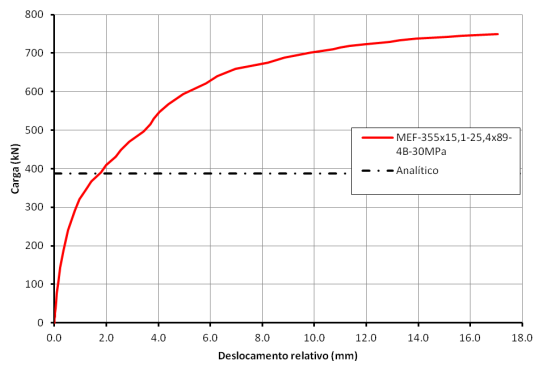
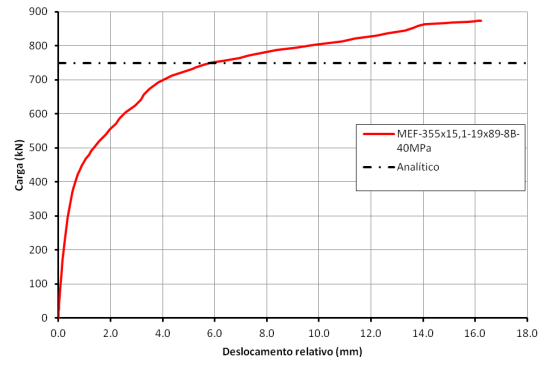
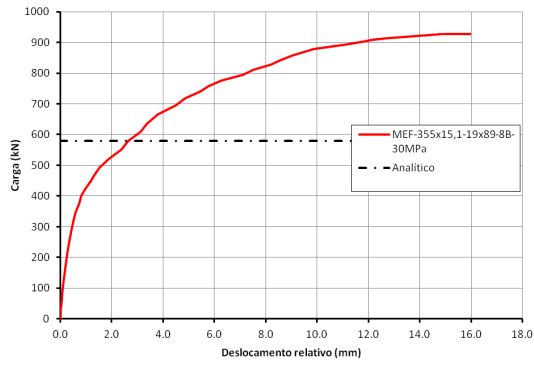












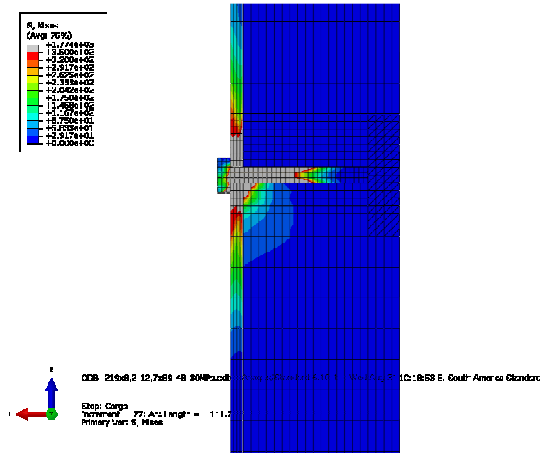
## ANEXO B

Nas Figuras a seguir são apresentadas as distribuições das tensões para o incremento de carga correspondente à carga analítica encontrada através das expressões da PN 02 125.03-004 e à carga máxima aplicada no modelo 219x8,2-12,7x89-4B-30MPa e 219x8,2-12,7x89-8B-30MPa. Nas Figuras, as tensões de von Misses acima de 350 e 485 MPa estão representadas na cor cinza, mostrando as partes do modelo com tensões acima da resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e resistência à ruptura ( $f_u$ ), respectivamente, do perfil tubular de aço e acima de 635 e 825 MPa mostrando as partes do modelo com tensões acima da resistência ao escoamento ( $f_y$ ) e resistência à ruptura ( $f_u$ ) do parafuso. As tensões de compressão longitudinal (negativas) acima de 30 e 60 MPa estão na cor preta, mostrando as partes do modelo com tensões acima da resistência a compressão do concreto. Esse comportamento é similar para os demais modelos analisados neste trabalho.

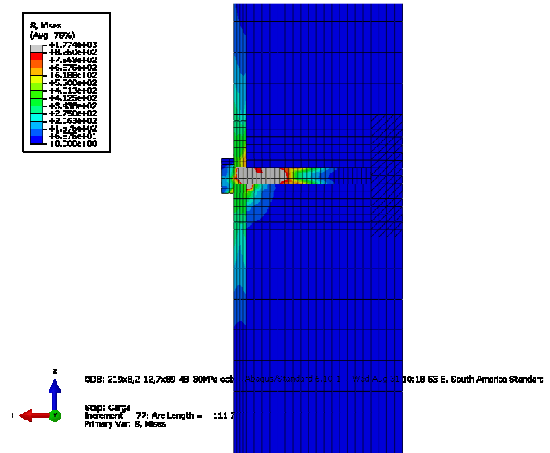


Incremento de carga corresponde à carga última:

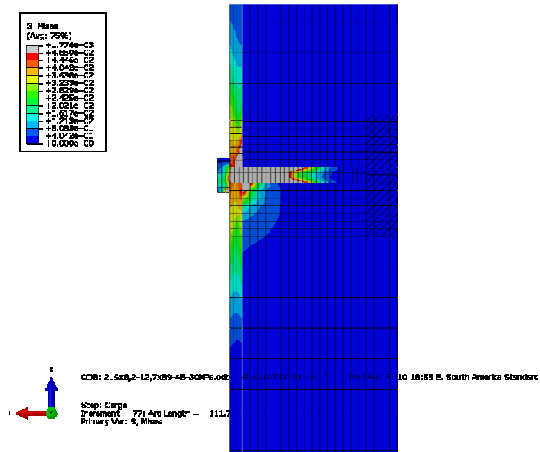
Tensões de von Mises  $\geq 350$  MPa:



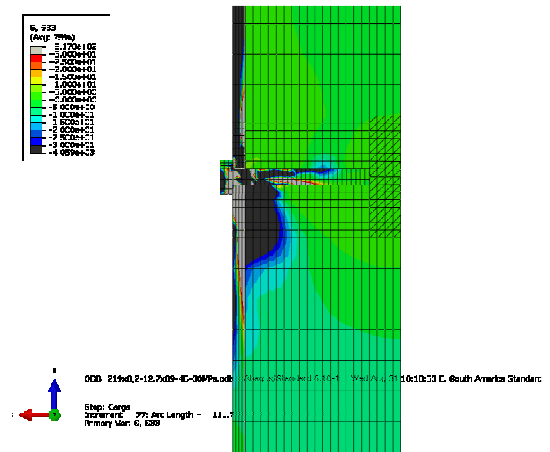
Tensões de von Mises  $\geq 825$  MPa:



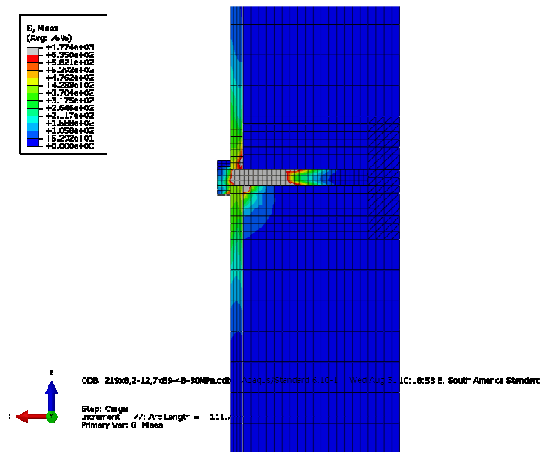
Tensões de von Mises  $\geq 485$  MPa:



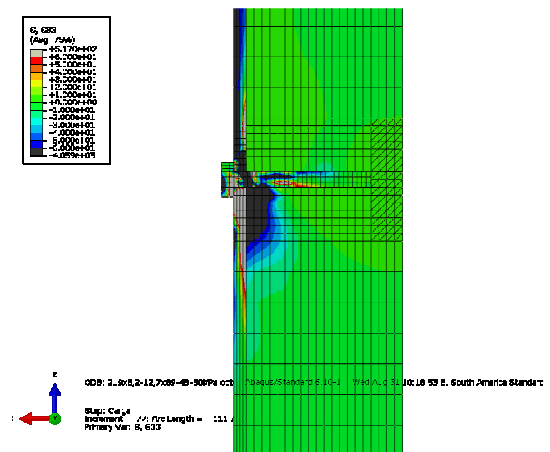
Tensões longitudinais  $\geq 30$ MPa:



Tensões de von Mises  $\geq 635$  MPa:



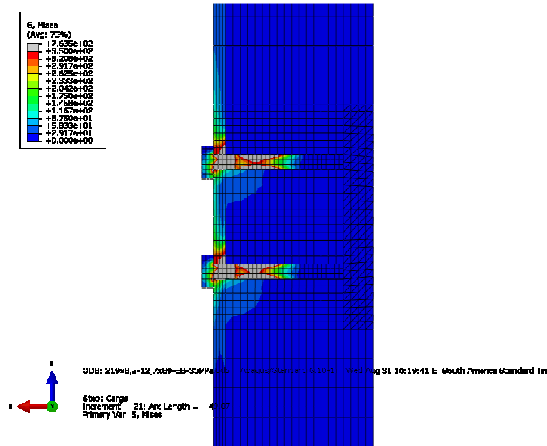
Tensões longitudinais  $\geq 60$ MPa:



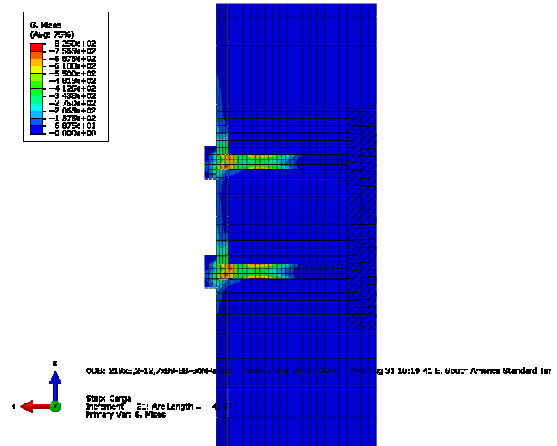
# Modelo 219x8,2-12,7x89-8B-30MPa

Incremento de carga correspondente a carga analítica.

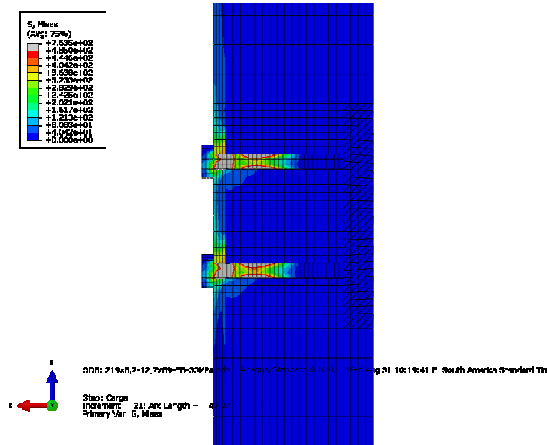
Tensões de von Mises  $\geq 350$  MPa:



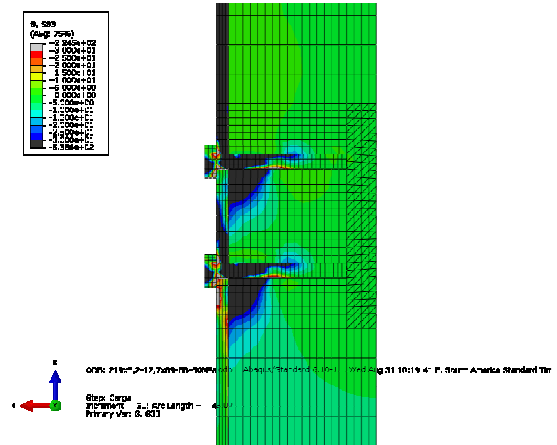
Tensões de von Mises  $\geq 825$  MPa:



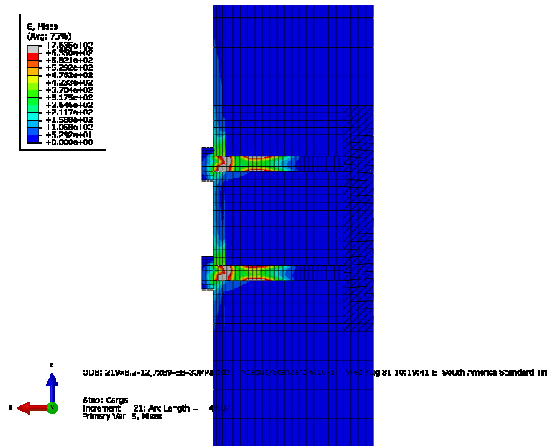
Tensões de von Mises  $\geq 485$  MPa:



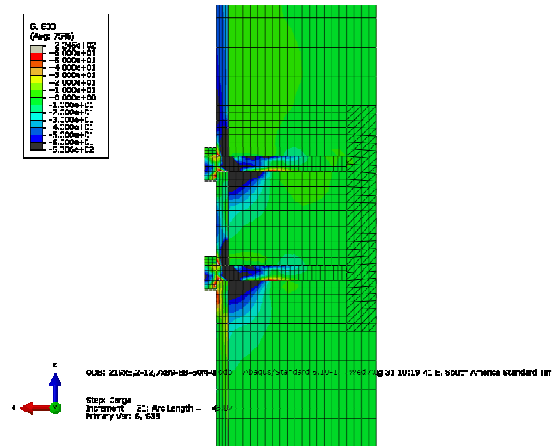
Tensões longitudinais  $\geq 30$ MPa:



Tensões de von Mises  $\geq 635$  MPa:

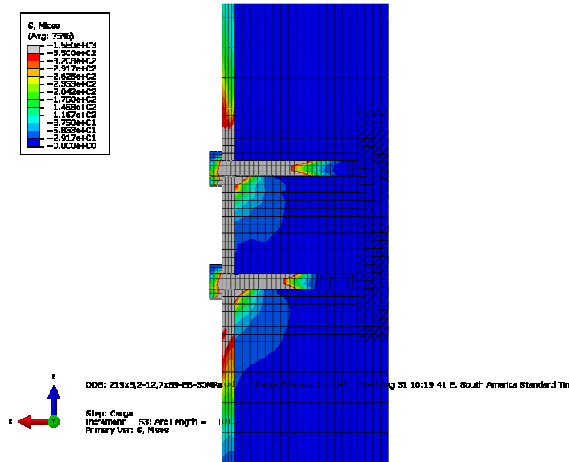


Tensões longitudinais  $\geq 60$ MPa:

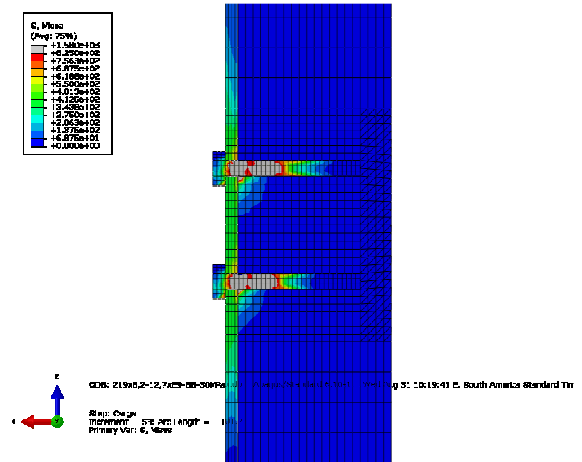


Incremento de carga corresponde à carga última:

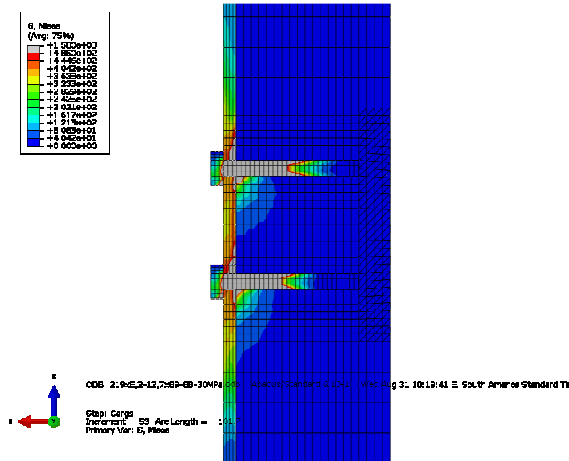
Tensões de von Mises  $\geq 350$  MPa:



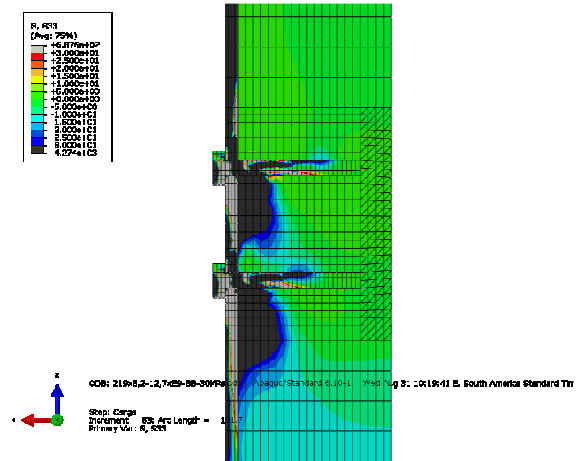
Tensões de von Mises  $\geq 825$  MPa:



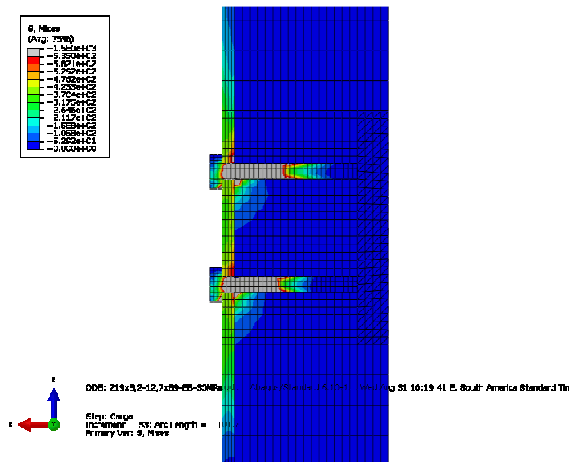
Tensões de von Mises  $\geq 485$  MPa:



Tensões longitudinais  $\geq 30$ MPa:



Tensões de von Mises  $\geq 635$  MPa:



Tensões longitudinais  $\geq 60$ MPa:

